

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

COMPRESIBILIDAD DE  
SUELOS FINOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA

RICARDO RUBEN PADILLA VELAZQUEZ



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

Al Pasante señor RICARDO RUBEN PADILLA VELAZQUEZ,  
P r e s e n t e .

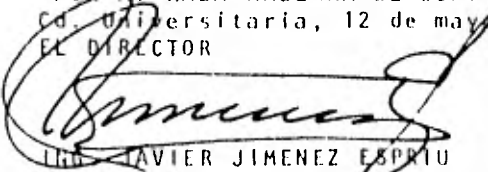
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Agustín Deméneghi Colina, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"COMPRESIBILIDAD DE SUELOS FINOS"

- I. Introducción.
- II. Hundimiento de estructuras en suelos compresibles.
- III. Teorías sobre el comportamiento de los suelos compresibles.
- IV. Análisis de hundimientos.
- V. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 12 de mayo de 1982  
EL DIRECTOR



DR. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

## COMPRESIBILIDAD DE SUELOS FINOS

- I.- INTRODUCCION
  
- II.- HUNDIMIENTO DE ESTRUCTURAS EN SUELOS COMPRESIBLES
  
- III.- TEORIAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE -  
LOS SUELOS COMPRESIBLES
  
- IV.- ANALISIS DE HUNDIMIENTOS
  
- V.- CONCLUSIONES

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Los problemas que en el pasado imponían los suelos compresibles a las estructuras, llevó a la necesidad de estudiar el comportamiento bajo esfuerzo de este tipo de suelos, para poder predecir las deformaciones y así tomarlas en cuenta en el cálculo de la estructura.

El primer investigador que logró explicar la deformación de un suelo compresible y su evolución con el tiempo fue Karl Terzaghi; a su trabajo en este campo lo podemos llamar "teoría de consolidación élasto-plástica de Terzaghi" (1925).

En fecha más reciente el Dr. Leonardo Zeevaert fundamentó una teoría de consolidación, en donde se incluye la deformación que experimenta el suelo cuando presenta características de viscosidad intergranular (consolidación secundaria). Esta teoría incluye algunas de las premisas introducidas por Terzaghi; a su trabajo en este campo lo podríamos llamar "teoría de consolidación élasto-plasto-viscosa del Dr. Leonardo Zeevaert.

El trabajo de estos investigadores permite al ingeniero actual, manejar la deformación de los suelos finos con una seguridad y confianza nunca antes logradas. Estas teorías se incluyen como-

parte medular de esta tesis, ya que consideramos importante que se conozcan ampliamente.

En el Capítulo II se comentan los asentamientos de las estructuras en forma general y se dan algunos ejemplos sobre asentamientos de estructuras en la ciudad de México.

La primera parte del Capítulo III está basada en el libro del Dr. Leonardo Zeevaert que tiene por título "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions". Esta parte trata desde los antecedentes generales de la compresibilidad de suelos finos, -- además de las teorías de consolidación de Terzaghi y la del Dr. Leonardo Zeevaert.

La segunda parte del Capítulo III está basada en la teoría del coeficiente de compresibilidad adimensional del Dr. Eulalio Juárez Badillo y que presentó por primera vez en Bangalore India -- (1965).

La tercera parte del Capítulo III consiste en la exposición del autor de esta tesis, de la forma de cuantificar la transferencia y acumulación de los tipos de energía que intervienen en el fenómeno de compresibilidad de suelos finos saturados.

En el Capítulo IV se presentan tres ejemplos de análisis de hun-

dimientos aplicando las teorías de Terzaghi, del Dr. Leonardo --  
Zeevaert y del Dr. Juárez Badillo.

En el Capítulo V se dan las conclusiones de este trabajo.

## CAPITULO II

### HUNDIMIENTO DE ESTRUCTURAS EN SUELOS COMPRESIBLES

#### II.1 ASPECTOS GENERALES SOBRE ASENTAMIENTOS

A los ingenieros encargados de encontrar la cimentación adecuada para una estructura dada, les sería más fácil realizar su labor, si todos los suelos con los que les tocara trabajar, tuvieran; - alta capacidad de carga y poca deformación, aun aplicando altos- esfuerzos al terreno. Sin embargo, estas condiciones no dejan - de ser ideales, aunque sí se encuentran en la realidad. La ver- dad es que el ingeniero no puede darse el lujo de elegir el lu- gar mas adecuado para cimentar una estructura, sino que se le pi- de que escoja el tipo de cimentación que más conviene para un te- rreno dado y si ese terreno está en el centro de la ciudad de Mé- xico, por ejemplo, el cual tiene un subsuelo formado fundamental- te de arcillas saturadas altamente compresibles, pues entonces - el ingeniero necesita conocer los problemas que se presentan --- cuando se construye una estructura sobre este tipo de suelo, --- siendo el principal el del hundimiento de las construcciones y - el segundo en importancia es el de la baja capacidad de carga. -

Por todo lo anterior, sabemos que no se puede construir una es- tructura con cimentación normal sobre suelos compresibles sin -- que ésta se hunda. Y como no se puede evitar el asentamiento, -



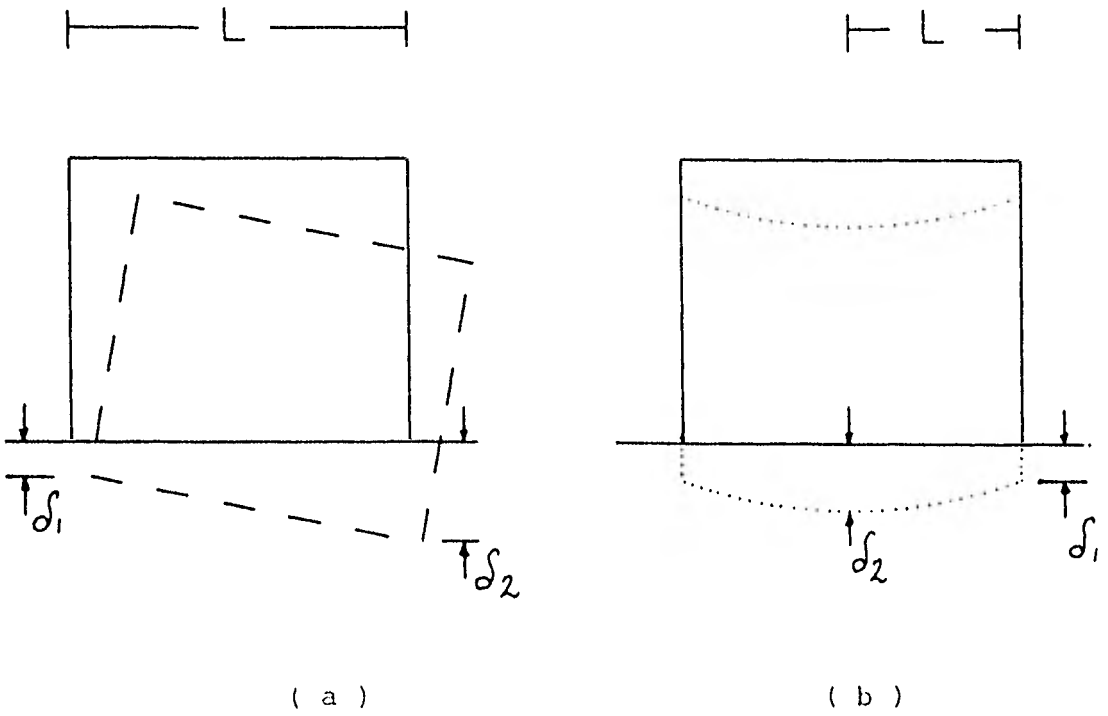
pues lo más que se puede hacer es limitarlo a valores permisibles (particulares de cada proyecto), para que no dañen a la estructura o dificulten la función para la cual se proyectó. La magnitud del asentamiento que se permite, depende principalmente; del tamaño de la estructura, tipo de estructura, utilización de la estructura (no será igual para un edificio de departamentos que para una bodega, por ejemplo), tipo de cimentación, causa de los asentamientos en el terreno y ubicación de la estructura (se refiere a que no es lo mismo si la estructura tiene a otras construcciones a su alrededor a que si no las tiene).

Existen dos tipos de asentamiento, el asentamiento total y el asentamiento diferencial, los cuales se explican a continuación.

El asentamiento total es aquel que experimenta la estructura, con respecto a un banco de nivel (localizado cerca de la estructura, pero no tanto como para verse afectado por el hundimiento de ésta), cuando el hundimiento ha cesado. Si se sobrepasa el valor recomendado para este tipo de asentamiento, se pueden presentar problemas en las conducciones de agua potable, alcantarillado y gas, no sólo de las que conectan con el edificio, sino también de las que pasan junto a éste bajo las banquetas.

El asentamiento diferencial, es el asentamiento relativo entre dos puntos de la cimentación y dividido éste, entre la distancia que los separa (ver la Figura 1), Si se sobrepasa el valor reco-

Tipos de asentamiento diferencial



$$\text{Asentamiento diferencial} = \frac{\delta_2 - \delta_1}{L} \times 100 = \frac{\Delta \delta}{L} \%$$

- a) Vuelco.
- b) Asentamiento no uniforme.

Figura 1

mendado de proyecto, se pueden presentar problemas en la estructura ya que se incrementan los momentos flexionantes en las esquinas de los marcos, los cuales pueden producir la falla de la estructura.

El asentamiento tiene importancia por tres razones, incluso aun que la falla de la estructura no sea inminente:

#### 1) ASPECTO

No es nada estético que se vean grietas en los muros o que la estructura se incline respecto a otras, -- además esto puede influir en el estado de ánimo de los usuarios del edificio y los puede hacer pensar, -- que la estructura está a punto de sufrir un colapso.

#### 2) CONDICIONES DE SERVICIO

El servicio de una estructura se puede ver afectado en diversas formas, por ejemplo, los elevadores pueden dejar de funcionar correctamente y las bombas y compresores pueden desajustarse.

#### 3) DAÑOS A LA ESTRUCTURA

El asentamiento no previsto puede producir daños estructurales, que aunque no lo provoquen la falla, -- pueden hacer que su funcionamiento sea inseguro.

## II.2 EJEMPLOS DE HUNDIMIENTO DE ESTRUCTURAS

A continuación se comentará el comportamiento de estructuras típicas, ubicadas en la llamada "zona del lago" de la ciudad de México, los datos que se comentan fueron sacados del libro de Marsal y Mazari "El subsuelo de la ciudad de México".

El ejemplo que se presenta a continuación es el de una casa habitación; el caso tiene un interés especial, pues permite llamar la atención sobre ciertos hechos, que no se toman en consideración al proyectar este tipo de estructura. La estructura de la casa está formada por muros de carga principalmente y losas de concreto reforzado, de dos plantas en el cuerpo ubicado al norte y la parte restante de una sola planta; los cimientos son de mampostería y se desplantaron a 0.70 m de profundidad. La casa está rodeada por edificaciones similares. Al año de terminada su construcción, el agrietamiento de los muros y de los elementos estructurales era de tal magnitud que su dueño decidió investigar las causas, prejuzgando que un edificio vecino, aparentemente más pesado, era el responsable de los daños. Se efectuaron nivelaciones periódicas de varios puntos, incluyendo a bancos localizados en las bardas del jardín que se encuentra en la parte sur del predio. La información así obtenida, muestra que, el punto más afectado por los asentamientos, ubicado en la zona de dos plantas y cerca de la colindancia norte, se hundió 16.5-

cm. en 57 meses; además, llama la atención el que un banco, distante 8 m. de los muros más próximos de la casa y ubicado en la parte no cargada del predio, acusa un asentamiento de 7.5 cm. - en el mismo período de 57 meses. Un estudio sobre niveles de la pavimentación y la superficie original del terreno, demostró que hubo necesidad de rellenar el lote, en algunos sitios más de 1 m.; es posible que parte de los cimientos hayan quedado sobre tal relleno.

Cabe mencionar, que hacia el oriente de la avenida Insurgentes y al sur de la avenida Xola, grandes extensiones de terreno fueron ocupadas en el pasado por tabiqueras que usaron las capas superficiales de suelo arcilloarenoso para fabricar ladrillos, lo que dio por resultado que se abrieran excavaciones irregulares, algunas de las cuales fueron cubiertas con materiales de desperdicio en estado suelto. Un gran número de edificios, han sufrido daños en ese sector de la ciudad, a causa de los rellenos que se efectuaron para nivelar los predios. Queda clara la necesidad de investigar las posibles irregularidades en la estratigrafía del terreno, evitando así, el daño a la estructura y también poder estimar con mayor precisión el asentamiento normal que debe experimentar la estructura.

Los suelos arcillosos de alta compresibilidad ocasionan problemas de fuertes hundimientos en edificios que transmiten eleva--

das cargas al terreno. Por ejemplo, se tiene información de que edificios que transmiten una presión neta de  $3.7 \text{ ton/m}^2$  (presión neta es la diferencia que existe entre la presión con que carga la estructura al terreno menos la presión que provocaba el material que después fue removido, a nivel de desplante, en cimentaciones compensadas), han sufrido hundimientos del orden de 80 cm. en aproximadamente 7.5 años, siendo el espesor compresible de aproximadamente 30 m.

En otro sitio de la ciudad de México, un edificio que transmite una presión neta de  $3.2 \text{ ton/m}^2$  sufrió un asentamiento del orden de 65 cm. en un tiempo de aproximadamente 10 años.

Otro ejemplo que se presenta, se refiere a una estructura con cimentación parcialmente compensada. Se trata de una estructura de 11 pisos, destinada a viviendas, de planta rectangular y aislada de otras construcciones. La cimentación tiene 14.0 m. de ancho, 42.4m. de longitud y una profundidad de 5.0 m, habiéndose excavado a cielo abierto toda la superficie simultáneamente; se dejaron taludes de 1 : 1 en el perímetro. No se midieron las expansiones, pero según cálculos basados en el factor de compresibilidad a la descarga y el peso total de los materiales extraídos, se estima que fueron de 35 cm. en promedio. Por la magnitud del contenido de agua y la consistencia relativa en el depósito arcilloso, pudo reconocerse que el lote estaba loca

lizado en una región "virgen" del lago. La resistencia a la compresión simple, salvo en los estratos superiores afectados por el secado, es prácticamente constante de la elevación -8.0 a la -30.0 m. y del orden de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ , y con valores mínimos de  $0.25 \text{ kg/cm}^2$ ; de la elevación -30.0 m. al fondo del sondeo (-41.5 m.), la resistencia a la compresión simple, aumenta sensiblemente con la profundidad hasta  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ . Comparando los esfuerzos de preconsolidación con los esfuerzos efectivos, se comprueba que la formación arcillosa está normalmente consolidada, de modo que pequeños incrementos en los esfuerzos producidos por sobrecargas son susceptibles de provocar asentamientos de consideración.

Por medio de la fórmula de Boussinesq se estimó que el esfuerzo medio inducido por la sobrecarga de  $3.1 \text{ ton/m}^2$  al nivel del desplante, era de  $1.15 \text{ ton/m}^2$  al centro del estrato compresible. El valor medio del coeficiente de compresibilidad correspondiente al contenido de agua promedio de 310%, en el intervalo que comprende al esfuerzo de preconsolidación, es de  $1.76 \text{ cm}^2/\text{kg}$ . En consecuencia, el asentamiento total que se esperaba era de 72 cm. Las nivelaciones demuestran que en 9 años el edificio se hundió 88 cm. Debe mencionarse que por fallas en la impermeabilización de la infraestructura, durante un tiempo que excede al año, actuó una sobrecarga adicional de aproximadamente  $1 \text{ ton/m}^2$ . Para el cálculo de asentamiento total se usó la teoría de consolidación unidimensional. Como un comentario adicional hay que decir,

que el hundimiento en estas estructuras parcialmente compensadas se debe en primer lugar a una fase llamada de recompresión (ya que el material se expande al hacer la excavación) y en segundo lugar a la fase de consolidación. Al realizar la excavación para este tipo de cimentaciones, se forma en el fondo de ésta un abultamiento (por la expansión al disminuir la presión a esa profundidad) y sería interesante investigar lo que sucedería si en lugar de recortar al abultamiento para desplantar la cimentación, se redujera por medio de bombeo y después se cimentara

Otro caso ilustrativo de hundimiento en terrenos compresibles, cuando las cargas al terreno son de alta magnitud es el del Palacio de las Bellas Artes, cuya construcción se inició a principios de siglo, es un edificio extraordinariamente pesado. Se excavó a una profundidad media de 3.5 m., para alojar la cimentación. Al terminarse el colado de la losa que por sí sola pesa 42,900 ton. y cubre una superficie de 7,450 m<sup>2</sup>, se notaron asentamientos fuertes y una marcada tendencia a inclinarse hacia el sur-oeste, cuando se montaba la estructura de acero. Debido a estos movimientos, no se ultimaron los detalles arquitectónicos hasta 1938. El peso total del edificio es de 87,454 ton. - Descontando la descarga por excavación, la presión neta resulta de 7.35 ton/m<sup>2</sup> al nivel de desplante. El hundimiento total de esta estructura fue de 2.5 m. aproximadamente.



De los ejemplos presentados anteriormente se puede observar que las estructuras apoyadas sobre suelos compresibles pueden sufrir fuertes asentamientos, dependiendo desde luego de la magnitud de las cargas transmitidas al suelo y de la compresibilidad de los depósitos deformables. Se puede ver claramente entonces la necesidad de estudiar la compresibilidad de los suelos finos.

## CAPITULO III

### TEORIAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS COMPRESIBLES

#### III.1.1 LA COMPRESIBILIDAD DE SEDIMENTOS FINOS

Al suelo se le puede considerar como un esqueleto estructural de partículas sólidas ligadas unas con otras por materiales cohesivos. Este esqueleto tiene huecos que están rellenos de aire, -- agua o con la combinación de ambos elementos. Si a una muestra representativa se le sujeta a un incremento de esfuerzo, se observará que su volumen disminuye. Esta reducción en el volumen se debe al cambio de vacíos en el esqueleto estructural.

Debido a la compresión los granos sólidos y el agua se ven reducidos en su volumen original, sin embargo, esta reducción es tan pequeña que para propósitos prácticos se suele omitir. El cambio considerable en el volumen de vacíos se debe principalmente al movimiento relativo de los granos. Estos se ven forzados a ocupar nuevas y más estables posiciones, lo que hace al material más compacto. Esta es la razón por la cual, la compresibilidad del material será exclusivamente una función de la facilidad con la cual los granos pueden cambiar de posición, y de la rigidez y tipo del esqueleto estructural del suelo.

El cambio de volumen debido al desplazamiento de granos produce comportamiento inelástico. La estructura del suelo se comporta elásticamente cuando se sujeta a pequeñas deformaciones a un --

cierto nivel de esfuerzo. En mecánica de suelos es común correlacionar al esfuerzo con la deformación volumétrica del material para expresar la compresibilidad en términos de unidad de esfuerzo y cambio de vacíos. El cambio en la relación de vacíos expresa el cambio en el volumen que el suelo experimenta cuando se sujeta a un incremento de esfuerzo. Para realizar pruebas de compresibilidad que representen a estratos en el terreno, se usa el aparato ideado por Terzaghi, conocido con el nombre de odómetro o consolidómetro. La probeta se introduce con cuidado en un anillo de metal que confina al material a deformación lateral cero durante la prueba. Se colocan piedras porosas en las caras superior e inferior de la probeta, con el fin de permitir la expulsión del agua gravitacional que contiene la probeta, en esta forma se permiten cambios en su volumen. Para realizar la prueba se aplican incrementos de esfuerzo vertical y los desplazamientos se registran verticalmente para cada uno de esos incrementos, obteniendo así el cambio en el volumen para cada incremento con el tiempo. La deformación volumétrica unitaria contra el tiempo, se conoce como el proceso de consolidación del suelo para un incremento especificado y sostenido de esfuerzo al cual fue sujeto el material.

El proceso de consolidación es el fenómeno hidrodinámico de la expulsión de agua de los poros del material cuando éste se encuentra saturado. Cada incremento de esfuerzo producirá una reducción de los vacíos; por esta razón, el material se convierte

en menos compresible. Cuando se grafica este fenómeno en escalas naturales se obtiene una curva cóncava de compresibilidad, la pendiente de la curva se define como:

$$\lim_{\Delta \sigma \rightarrow 0} \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = a_v \quad (1)$$

Este valor se define como el coeficiente de compresibilidad. El cambio en la deformación volumétrica unitaria en términos de la relación de vacíos es:

$$\Delta \epsilon_v = - \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} \quad (2)$$

El valor del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria definido por Terzaghi se define como:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma} \quad \text{ó} \quad m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e) \Delta \sigma} \quad (3)$$

La resistencia de los granos que forman el esqueleto estructural es importante desde el punto de vista de la compresibilidad, ya que en los puntos de contacto se generan altos esfuerzos que pueden producir ruptura, principalmente cuando los granos tienen extremos agudos, son planos o provienen de rocas suaves. El fenómeno producido por la alta concentración de esfuerzos en los extremos agudos de los granos incrementa la plasticidad del material. Esto se puede observar fácilmente en granos macroscópicos y grandes fragmentos de roca. La ruptura de los granos en rocas

blandas y alteradas es muy común en rellenos donde se usan grandes fragmentos de roca con extremos agudos, como en el caso de terraplenes rocosos que se usan para diversos propósitos en Ingeniería. Los sedimentos muy finos que contienen minerales de arcilla generalmente muestran alta y muy alta compresibilidad, - también muestran el fenómeno de alta viscosidad intergranular - que debe ser tomada cuidadosamente en consideración. A causa de las propiedades tixotrópicas de las arcillas, el fenómeno de endurecimiento o solidificación es importante de considerar en las propiedades mecánicas de compresibilidad. Estos materiales se encuentran generalmente saturados en la naturaleza o con un alto grado de saturación; usualmente provienen de ambientes lacustres o marinos. Pueden contener gases orgánicos diluidos en el agua de poro; por esta razón durante la obtención de muestras inalteradas para ser estudiadas en el laboratorio, los gases se liberan por la reducción en la presión hidrostática en los poros del material a la profundidad de donde se toma la muestra. Cuando esto sucede la muestra pierde su saturación. Este fenómeno - también puede suceder en la práctica, cuando realizando excavaciones se reducen los esfuerzos efectivos y las presiones en el agua, en el subsuelo, y por lo tanto se produce la respuesta -- elástica rápidamente.

Una prueba en el consolidómetro sobre arcilla iniciándola con un contenido de agua cercano al límite líquido muestra en los más - de los casos una curva de compresibilidad cercana a una línea -

recta en escala semilogarítmica (Fig. 2). Con el incremento de carga el material se vuelve más compacto y la relación de vacíos decrece; por esta razón el material se hace menos compresible. Cuando durante el proceso de carga y sobrepasando un esfuerzo efectivo  $\sigma_1$ , el material se descarga y se carga de nuevo, se obtienen ciclos paralelos de histéresis. Las curvas de recarga no alcanzan otra vez la curva virgen A que representa al material normalmente consolidado. Durante el proceso de reaplicación de carga y cerca del punto en el cual se removi6 el esfuerzo, la curva de compresibilidad de recarga sufre una deflexión y la curva continúa debajo y aproximadamente paralela a la llamada curva virgen.

### III.1.2 TIPOS DE SEDIMENTOS NORMALMENTE CARGADOS Y PRECONSOLIDADOS

Tomando una curva de compresibilidad de la prueba de un espécimen donde el contenido de agua natural se inicia arriba del nivel de esfuerzo  $\sigma_0$ . Si en este punto se suspende el proceso de carga por un largo tiempo, la relación de vacíos continúa decreciendo con el tiempo hasta el valor de  $e_1$ , el valor que se obtiene para los subsecuentes cambios se puede omitir. Nótese -- que el cambio en volumen  $(e_0 - e_1)$  corresponde a las deformaciones que se originan en el material por el fenómeno de viscosidad intergranular, la cual es una función del tiempo. Después de un tiempo largo, la solidificación ha tenido lugar y el equi

librio se ha alcanzado. Sobrecargando con incrementos de esfuerzo aplicados cada 24 horas, se puede observar que cuando el material ha alcanzado el nivel de esfuerzo  $\sigma_b$ , aparece menos compresible que si la compresión hubiese tenido lugar a lo largo de la curva virgen A y el proceso de carga no hubiese sido interrumpido (Fig. 3). Además el valor de  $\sigma_b$  corresponde a un esfuerzo crítico compresivo que en este caso aparece a la derecha de la curva virgen. El efecto es el de una aparente precompresión mecánica. La rama inclinada que se extiende más allá de  $\sigma_b$  tiene la tendencia a convertirse en asintótica a la curva virgen A del material normalmente consolidado. De estos experimentos se puede concluir que la estructura del suelo después de un largo tiempo desarrolla firmes contactos, haciendo al material menos compresible y más resistente bajo esfuerzos efectivos sostenidos. Este fenómeno tiene lugar, principalmente, en arcillas y limos arcillosos que contienen minerales activos, y aparece menos importante cuando los minerales de arcilla son de baja actividad.

De esta manera vemos la importancia del quiebre en la curva de -- compresibilidad en materiales arcillosos. El esfuerzo efectivo que corresponde al quiebre de la curva (esfuerzo crítico  $\sigma_b$ ) define, en estos sedimentos, a un esqueleto estructural fallando -- por esos considerables cambios de las propiedades de compresibilidad del material.

De las pruebas de consolidación convencionales sobre suelos inalterados representativos del depósito natural, uno puede determi--

nar si el sedimento es normalmente consolidado o del tipo pre--consolidado. En la fig. 4 (a) se muestran dos pruebas de recom--presión, una prueba se refiere a un espécimen de suelo normal--mente consolidado y la otra a el tipo preconsolidado. La sobre--carga efectiva o esfuerzo intergranular  $\sigma_z$  que se muestra, co--rresponde a la profundidad en la cual se tomó la muestra repre--sentativa.

El esfuerzo antes mencionado puede calcularse si se conoce la --estratigrafía, el peso volumétrico del material y las condicio--nes hidráulicas en el subsuelo. Usando este concepto de esfuer--zo crítico, se puede observar que para un material normalmente--consolidado  $\sigma_{bz} \leq \sigma_z$  . Teóricamente  $\sigma_{bz} \doteq \sigma_z$  ; esto no se logra en la práctica a causa de la histéresis y también debido a cierta alteración que tiene lugar en el suelo cuando el mate--rial es extraído del terreno. Para materiales del tipo precon--solidado, se observa que siempre  $\sigma_{bz} > \sigma_z$  . La determinación del esfuerzo efectivo compresivo crítico se puede establecer --por la extensión de curvaturas de las dos ramas de las curvas --de compresibilidad, es decir, extendiendo la rama plana a la de--recha y la rama inclinada a la izquierda (fig. 4 (b)).

### III.1.3 SUELOS EXPANSIVOS

Las propiedades de deformabilidad de arcillas expansivas son de importancia práctica en mecánica de suelos y en la ingeniería --



de cimentaciones. Los materiales que caen dentro de esta categoría se pueden establecer, principalmente, en depósitos de suelo residual no saturados, de material fino que contienen minerales de arcilla del tipo montmorilonita o illita, los cuales son sensitivos a cambios en la humedad. La adsorción de agua ocurre en los minerales activos de arcilla cuando se descomprimen y en contacto con agua, y como resultado de esto se expanden; cuando se secan se contraen fuertemente. Si una cimentación se coloca sobre este tipo de material expansivo y en seguida los cambios ambientales incrementan la humedad en el subsuelo, el estrato que contiene este tipo de material sufre fuertes desplazamientos verticales, dañando a la construcción que ella está soportando. Para estimar la magnitud de las propiedades expansivas de estos materiales en un estado confinado, como ellos pueden estar condicionados en la naturaleza, se llevan a cabo pruebas de consolidación en el odómetro para conocer su características de compresibilidad; los resultados de estas pruebas se muestran en la Fig. 5. La curva A representa una prueba de compresibilidad realizada sobre un espécimen de material inalterado con su humedad natural, y la curva B muestra la compresibilidad del mismo material cuando está saturado por acción capilar, antes de llevar a cabo la prueba. Por medio de esas dos curvas, se puede determinar la expansión del material bajo cierto estado de esfuerzo en la naturaleza. La máxima expansión tiene lugar cuando el material se satura bajo condición de descarga o con un muy pequeño -

esfuerzo inicial. Si un espécimen probado con su humedad natural se carga al esfuerzo  $\sigma_2$  sobre la curva A, y después se permite la saturación del material por capilaridad, el material sufre una expansión pasando de la relación de vacíos  $e_1$  a  $e_2$ . - El cambio en la deformación unitaria a causa de la saturación - para el esfuerzo será:

$$\Delta \epsilon_s = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} \quad (4)$$

Nótese que existe un esfuerzo neutral  $\sigma_n$  para el cual el material no sufrirá expansión o contracción con la saturación o el secado. Los valores de  $\Delta \epsilon_s$  se pueden graficar contra el esfuerzo efectivo vertical en el cual el suelo fue saturado, como se muestra en la Fig. 5 (b). Se debe mencionar, que los materiales no saturados de origen residual parecen más compresibles con saturación. Por esta razón la máxima compresibilidad de estos suelos debe ser estimada por medio de pruebas de compresibilidad en el consolidómetro sobre muestras previamente saturadas. Para cierto crecimiento en la humedad natural, las características de expansión se pueden suponer con valores intermedios entre los límites que marcan las curvas A y B como se muestra en la Fig. 5.

#### III.1.4 LA TEORIA DE CONSOLIDACION

El fenómeno de consolidación se debe al rezago hidrodinámico du

rante la deformación volumétrica y se produce cuando los poros del esqueleto estructural están saturados, y no es posible obtener un cambio rápido en el volumen con la aplicación de la carga, hasta que el agua gravitacional que ocupa los poros es expelida de éstos. Por esta razón, cuando se realiza una prueba en el consolidómetro, la relación de vacíos  $e_1$ , no puede ser reducida a la relación de vacíos  $e_2$  rápidamente con la aplicación del incremento de esfuerzo. La curva de compresibilidad se obtiene por incrementos de esfuerzo sostenidos por iguales períodos de tiempo; así, se obtiene una curva de compresibilidad limitada, los incrementos de esfuerzo deben permanecer actuando un largo tiempo, hasta que los cambios en la relación de vacíos ya no sean importantes. Es práctica común en la rutina de las pruebas de consolidación en arcillas permitir 24 horas para cada incremento de esfuerzo. Las observaciones muestran que una vez que el agua gravitacional ha sido expelida de los poros del esqueleto estructural, continúa una deformación viscosa intergranular, producida por los desplazamientos relativos de los granos en el esqueleto estructural. Este fenómeno de viscosidad intergranular se conoce comunmente en mecánica de suelos como consolidación secundaria.

La teoría de consolidación descubierta por Terzaghi (1925) explica exclusivamente el fenómeno hidrodinámico que tiene lugar cuando el agua gravitacional es expelida de los poros del resistente esqueleto estructural elasto-plástico, en el cual el fenómeno de

viscosidad intergranular no ha sido considerado. Por medio de la teoría de consolidación procuramos hallar una relación aproximada para el cambio en la relación de vacíos con el tiempo para un suelo saturado, y para un incremento de esfuerzo sostenido durante el proceso de deformación.

En el terreno un estrato de suelo se puede considerar confinado, a cero deformación lateral cuando el espesor del estrato es pequeño comparado con el área cargada. En este caso la prueba en el consolidómetro representa aproximadamente las condiciones del terreno. La comprensión teórica de los fenómenos involucrados nos permitirá ajustar los resultados de las propiedades fenomenológicas del material y deducir los parámetros necesarios obtenidos en el laboratorio para la resolución de los problemas de consolidación en el terreno. Las hipótesis de trabajo en la teoría de consolidación son las siguientes:

- 1.- La masa del suelo está saturada, es homogénea e isótropa.-
- 2.- El agua y las partículas sólidas son incompresibles.
- 3.- La expulsión de agua corresponde sólo al agua gravitacional expelida de los poros del esqueleto estructural. Aquí la ley de Darcy se considera válida.
- 4.- El cambio en la relación de vacíos o deformación volumétrica unitaria se aproximan a un valor finito cuando finaliza el proceso de consolidación.
- 5.- Las propiedades mecánicas esfuerzo-deformación unitaria del material son afines sólo con aquellas de elasticidad y plas-

tividad inmediata. Por esta razón, después de que el proceso de consolidación ha tenido lugar, se obtiene el equilibrio elasto-plástico.

Bajo las hipótesis de trabajos anteriores se puede aplicar la teoría de Terzaghi. El porcentaje medio de consolidación se expresa en la siguiente forma:

$$U\% = 100\% \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-[(2m+1)^2 \pi^2 / 4] T_v} \right\} \quad (5)$$

La fórmula anterior es útil para calcular el porcentaje medio de consolidación de un estrato de suelo confinado a deformación lateral cero. La cantidad  $T_v$  es el llamado factor tiempo y se puede escribir como:

$$U = F(T_v) \quad (6)$$

La función  $F(T_v)$  se puede llamar función de Terzaghi para consolidación teórica. En la práctica, se establece usualmente que estratos de suelo impermeable están confinados por suelos permeables que sirven como superficies de drenaje. Bajo estas condiciones el factor tiempo toma el siguiente valor:

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (7)$$

La función de Terzaghi se ha graficado en escalas semilogarítmicas

cas, donde se puede observar que la curva tiene la tendencia a convertirse en asintótica rápidamente para valores de  $T_v$  iguales o más grandes que la unidad (Fig. 6). Usando la función de Terzaghi, la compresión se puede calcular como una función del tiempo para un estrato con espesor  $2H$ . Por esta razón, la deformación volumétrica unitaria será:

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{ep} \cdot F(T_v) \quad (8)$$

En donde

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\delta_t}{2H} \quad , \quad \Delta \epsilon_{ep} = \frac{\delta_{ep}}{2H}$$

Y por lo tanto

$$\delta_t = \delta_{ep} F(T_v) \quad (9)$$

El valor  $\delta_t$  representa la compresión con el tiempo del estrato. Después de que el proceso de consolidación ha tenido lugar, entonces  $F(T_v) \rightarrow 1$  y la compresión última será:

$$\delta_{ep} = m_{ep} (2H) \Delta \sigma \quad (10)$$

Si se consideran dos estratos iguales drenados con espesores  $2H_1$  y  $2H_2$ , respectivamente. Para el mismo grado medio de consolidación, los tiempos de consolidación son en la siguiente propor

ción:

$$\frac{c_{v1}}{c_{v2}} \cdot \frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (11)$$

Cuando el coeficiente de consolidación es igual para ambos estratos, se puede escribir:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (12)$$

Por medio de esta simple relación, es posible correlacionar la consolidación en el espécimen de prueba con un estrato en el terreno con las mismas características de drenaje. El siguiente paso importante en la teoría de consolidación es la determinación del coeficiente de consolidación:

$$c_v = \frac{k}{m_{ep} \gamma_w} \quad (13)$$

Este es una función del coeficiente de permeabilidad  $k$ , el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria  $m_{ep}$  y el peso específico del agua  $\gamma_w$ . Las unidades de  $c_v$  están dadas en  $\text{cm}^2/\text{seg}$ . Y, ya que  $k$  es imposible de determinar en materiales impermeables como limos y arcillas por medio de la prueba de permeabilidad, el valor de  $c_v$  se establece de las curvas de consolidación que se obtienen en el consolidómetro cuando se realiza una prueba de compresibilidad.

Cuando se aplica un incremento de esfuerzo al espécimen probado en el consolidómetro, se obtiene una curva de consolidación similar a la que se muestra en la Fig. 7. Se puede observar que la compresión volumétrica no finaliza como la predice la teoría, pero cuando la consolidación teórica está cerca del fin (en la mayoría de los casos en la proximidad de  $T_v \doteq 1$ ), la compresión volumétrica continúa. La rama inclinada después del quiebre se conoce en Mecánica de Suelos como consolidación secundaria y en algunos suelos juega un papel muy importante. El exceso de presión hidrostática de poro durante este proceso es pequeño, ya que mucho del esfuerzo aplicado ha sido transmitido al esqueleto estructural del suelo, el cual, continúa cambiando el volumen a causa de la viscosidad intergranular. La consolidación teórica representa el cambio en volumen del esqueleto estructural y juega una parte importante durante la primera parte del proceso. La teoría de consolidación explica sólo el fenómeno de rezago hidrodinámico, el cual es una función de la permeabilidad y compresibilidad del material y del espesor del estrato.

Para calcular la deformación volumétrica unitaria como una función del tiempo, es necesario determinar el valor medio del coeficiente de consolidación  $C_v$  para cada estrato del subsuelo. Cuando el material es de baja viscosidad intergranular, se puede usar un procedimiento propuesto por Arturo Casagrande. Este procedimiento empírico supone que, la consolidación hidrodinámica



ca ha terminado, en la intersección de las tangentes de la curva de consolidación teórica y la compresión secundaria; por lo tanto es aproximadamente el 100%, de acuerdo con la teoría de Terzaghi. Así, el tiempo transcurrido para alcanzar el 50% de consolidación teórica se puede establecer correspondiente a un factor tiempo  $T_v = 0.2$ . Y con esta información el valor del coeficiente de consolidación  $C_v$  se puede calcular por medio de la fórmula:

$$C_v = \frac{0.2 H^2}{t_{50}} \quad (14)$$

Aquí  $2H$  representa el espesor del espécimen de prueba en el instante de aplicar el incremento de presión  $\Delta\sigma$ , el valor medio de  $C_v$  que se obtiene se grafica contra el nivel de esfuerzo medio, es decir contra  $\sigma + \frac{1}{2} \cdot \Delta\sigma$ . Es importante correlacionar la teoría de Terzaghi con consideraciones reológicas, para poder tratar con problemas más complicados.

### III.1.5 UNIDAD VISCOSA DE FLUIDEZ LINEAL

Las leyes fenomenológicas de la viscosidad elasto-plástica lineal se pueden estudiar también por medio de modelos reológicos simples para encontrar el significado de los parámetros involucrados en las expresiones matemáticas. Cuando el sistema se comporta de acuerdo con la ley de Newton (1685):

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N = \phi_a \Delta \sigma_N \quad (15)$$

Esta relación expresa que el grado de deformación unitaria es -- directamente proporcional al esfuerzo aplicado, el material re-- presenta al líquido newtoniano perfecto. Aquí el coeficiente de proporcionalidad mide la fluidez, y se considera constante duran-- te el período de deformación bajo carga sostenida. Por esta ra-- zón, de la ley de Newton se obtiene lo siguiente:

$$\Delta \epsilon_N = \phi_a \int_0^t \Delta \sigma_N dt \quad (16)$$

Si la carga permanece constante entonces:

$$\Delta \epsilon_N = \phi_a \cdot \Delta \sigma_N \cdot t \quad (17)$$

La representación gráfica de este comportamiento se muestra en -- la Fig. 8, donde se observa que para cada valor de  $\Delta \sigma$  se obtiene una línea recta  $\Delta \epsilon$  contra  $t$ , que representa al fenómeno visco-- so lineal. Nótese que el valor recíproco de  $\phi_a$  representa la viscosidad del material. Sin embargo, en la aplicación de los -- conceptos de viscosidad y fluidez a los sedimentos naturales, se debe hacer notar de comportamientos observados que los sedimen-- tos naturales no se comportan con fluidez lineal. Por ejemplo, -- las arcillas son minerales que bajo condiciones de confinamiento

muestran un grado decreciente de deformación con el tiempo a -- causa de la viscosidad intergranular no lineal. La viscosidad del material se incrementa porque los granos logran juntarse -- unos con otros estableciendo más contactos. Nos permitimos suponer, que la deformación elástica se retarda por el fenómeno de viscosidad lineal. Este tipo de comportamiento se puede investigar considerando una unidad de Hooke y una unidad de Newton - en paralelo, obteniendo lo que se conoce como una unidad de - - Kelvin (Fig. 9).

La condición de carga es la siguiente:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma_H + \Delta \sigma_N$$

Y la deformación unitaria está dada por: (18)

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon_H = \Delta \epsilon_N$$

Y, ya que

$$\Delta \epsilon_H = \alpha_e \Delta \sigma_H$$

Y además (19)

$$\frac{\partial}{\partial t} \Delta \epsilon_N = \phi_a \Delta \sigma_N$$

Tenemos, sustituyendo en (18).

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\epsilon}{\alpha_e} + \frac{1}{\phi_2} \frac{\partial}{\partial t} \Delta\epsilon \quad (20)$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$\Delta\epsilon = e_N^{-\left(\phi_2/\alpha_e\right)t} \phi_2 \int e_N^{\left(\phi_2/\alpha_e\right)t} \Delta\sigma dt + C \quad (21)$$

De la expresión (21), después de la integración y considerando un esfuerzo sostenido  $\Delta\sigma$ , el fenómeno de retardamiento elástico, ya sea en la compresión o en la expansión se puede obtener considerando que para  $t = 0$ ,  $\Delta\epsilon = 0$ :

$$\Delta\epsilon = \alpha_e \left[ 1 + e_N^{-\left(\phi_2/\alpha_e\right)t} \right] \Delta\sigma \quad (22)$$

Esto implica que la unidad elástica no se deformará inmediatamente, sino gradualmente como la viscosidad lineal se lo permita, -- de tal manera que después de un tiempo grande se alcanzará la deformación elástica total bajo el esfuerzo  $\Delta\sigma$ . Después de quitar el esfuerzo tendrá lugar una expansión, también como una función del tiempo (Fig. 9, curva A). Este fenómeno se observa en suelos como el efecto del proceso hidrodinámico de expulsión del agua gravitacional de los poros del material de acuerdo con la teoría de consolidación. Además el elemento de Hooke se puede estudiar por una serie de unidades St. Venant representando el --

comportamiento elasto-plástico, esa unidad Kelvin contendrá elementos elasto-plásticos capaces de tomar un incremento de esfuerzo. El comportamiento de la unidad Kelvin es igual al modelo reológico de Terzaghi, excepto que el valor de  $\alpha_e$  que representa al comportamiento elástico será cambiado por  $\alpha_{ep}$  como el parámetro que representa al comportamiento elasto-plástico bajo la aplicación de incrementos de esfuerzo. Por esta razón:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \left[ 1 - e_N^{-(\phi_2/\alpha_{ep})t} \right] \Delta \sigma \quad (23)$$

Después de quitar el esfuerzo, sólo se retarda la respuesta elástica por la fluidez lineal, como se muestra en la curva  $\beta$  de la Fig. 9. Sin embargo, el suelo se puede considerar formado de un gran número de unidades Kelvin elasto-plásticas, por lo tanto la deformación unitaria sera:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \Delta \sigma \sum \alpha_n \left( 1 - e_N^{-(\phi_2/\alpha_n)t} \right) \quad (24)$$

Llamando  $\sum \alpha_n = \alpha_{ep}$  al módulo de deformación unitaria elasto-plástica media, la expresión anterior se puede escribir en la forma de una serie de elementos por unidad de volumen:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \cdot \Delta \sigma \left[ 1 - \sum \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e_N^{-(\phi_2/\alpha_n)t} \right] \quad (25)$$

### III.1.6 LAS RELACIONES KELVIN - TERZAGHI

Ya que  $\alpha_{ep} \Delta \sigma$  representa la deformación unitaria total cuando el proceso se completa ( $t \rightarrow \infty$ ), la deformación factor tiempo representada por los corchetes se puede comparar con la teoría de Terzaghi. De la fórmula (5) encontramos las relaciones Kelvin - Terzaghi:

$$\frac{\phi_a}{\alpha_n} t = (2m+1)^2 \frac{\pi^2}{4} T_v \quad (26)$$

y

$$\frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} = \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2}$$

de las cuales:

$$\frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = 2 \frac{T_v}{t}, \quad \text{ó} \quad \frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = \frac{2c_v}{H^2}$$

Por otra parte:  $\alpha_{ep} \Delta \sigma = m_{ep} \Delta \sigma$ . Por lo tanto  $\alpha_{ep} = m_{ep}$  y la fluidez media es:

$$\phi_a = 2 m_{ep} \frac{c_v}{H^2} \text{ cm}^2/\text{kg-seg.} \quad (27)$$

Por esta razón la función de Terzaghi, se puede representar por una serie de unidades Kelvin elasto-plásticas; los parámetros tienen la relación expresada antes. De la teoría de consolidación tenemos:

$$C_v = \frac{k}{m_{ep} \gamma_w}$$

Y el valor de la fluidez lineal está expresada también como una función del coeficiente de permeabilidad y del espesor del estrato  $2H$  drenado por ambos lados:

$$\phi_2 = \frac{2k}{\gamma_w H^2} \quad (28)$$

### III.1.7 TEORIA DE CONSOLIDACION CUANDO LOS INCREMENTOS DE CARGA SON LINEALES CON EL TIEMPO

En la práctica durante la construcción de un edificio, el incremento de carga se aplica gradualmente sobre un estrato de suelo-compresible. Por esta razón, es de interés para la ingeniería de cimentaciones investigar el comportamiento teórico bajo esas condiciones. Desde el punto de vista práctico podemos suponer que la aplicación del incremento de esfuerzo es lineal con el tiempo; por esta razón:

$$\Delta q_t = \frac{\Delta \sigma_c}{t_c} \cdot t \quad (29)$$

En la cual  $\Delta\sigma_c$  es el incremento total aplicado de carga por unidad de superficie en el período de construcción  $t_c$ . Por lo tanto:

$$\Delta\sigma_t = \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \quad (30)$$

De consideraciones reológicas bien establecidas, y con el uso de unidades Kelvin elasto-plásticas con viscosidad lineal, para incremento lineal de incremento de carga con el tiempo encontramos la función de consolidación

$$\Delta\epsilon_t = e_N^{-(\phi_2/\alpha)t} \phi_2 \Delta\dot{\sigma}_c \int e_N^{(\phi_2/\alpha)t} \cdot t dt + C \quad (31)$$

Considerando que  $\Delta\epsilon_t = 0$  para  $t = 0$ , tenemos después de la integración

$$\Delta\epsilon_t = \alpha \Delta\dot{\sigma}_c t - \phi_2 \left( \frac{\alpha}{\phi_2} \right)^2 \Delta\dot{\sigma}_c (1 - e_N^{-(\phi_2/\alpha)t}) \quad (32)$$

De la expresión anterior obtenemos el grado de deformación unitaria

$$\frac{d}{dt} \Delta\epsilon_t = \alpha \Delta\dot{\sigma}_c (1 - e_N^{-(\phi_2/\alpha)t}) \quad (33)$$

Por un número múltiple de unidades con la ayuda de las relaciones de Kelvin - Terzaghi escribimos



$$\frac{d\Delta\epsilon}{dt} = m_{ep} \Delta\dot{\tau}_c \cdot F(T_V) \quad (34)$$

por lo tanto

$$\Delta\epsilon = m_{ep} \Delta\dot{\tau}_c \int_0^t F(T_V) dt + C$$

La constante de integración se puede establecer considerando -- que  $\Delta\epsilon = 0$  para  $t = 0$ ; por esta razón:

$$\Delta\epsilon = m_{ep} \Delta\dot{\tau}_c \cdot t \left\{ 1 - \frac{1}{T_V} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} (1 - e^{-[(2m+1)^2 \pi^2 / 4] T_V}) \right\} \quad (35)$$

Llamando al valor en los corchetes  $\phi(T_V)$ , podemos escribir

$$\Delta\epsilon = m_{ep} \Delta\dot{\tau}_c \cdot t \cdot \phi(T_V) \quad (36)$$

La función  $\phi(T_V)$  está graficada contra los valores de  $T_V$  en -- la Fig. 10.

La fórmula (36) representa la compresión de un estrato cuando -- el incremento de esfuerzo se aplica linealmente con el tiempo. -- En la práctica, se requiere aplicar el incremento de esfuerzo -- solamente hasta el tiempo  $t_c$  correspondiente al periodo de -- construcción, y en seguida permaneciendo constante, por esta ra -- zón, entre los tiempos  $0 < t < t_c$ , es válida la expresión (36). --

Por lo tanto

$$\Delta \epsilon_1 = m_{ep} \Delta \sigma_e \frac{T_v}{T_{ve}} \phi(T_v) \quad (37)$$

Para valores de  $T_v \geq T_{ve}$ , después de  $\Delta \sigma_t$  se hace constante,  $F(T_v)$  se debe satisfacer (Fig. 11). Por lo tanto para la segunda parte de la deformación

$$\Delta \epsilon_2 - (\Delta \epsilon_2)_{t_e} = m_{ep} \Delta \sigma_e [F(T_v - T_{o1}) - F(T_{ve} - T_{o1})] \quad (38)$$

donde  $T_{o1}$  se puede considerar como un factor tiempo de retardo. La función se retarda a causa de la aplicación lineal del incremento de esfuerzo, de modo que sufre una violenta discontinuidad en el tiempo  $t_e$ . En este tiempo  $\Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_2$ . Por lo tanto, el valor de  $T_{o1}$  se puede determinar para  $t = t_e$  por medio de la siguiente condición (Fig. 11):

$$\phi(T_{ve}) = F(T_{ve} - T_{o1}) \quad (39)$$

Para calcular la consolidación de un estrato de espesor  $2H$ , cuando el incremento de carga se aplica linealmente con el tiempo durante el período de construcción  $t_e$  y después de eso permaneciendo constante, usamos las fórmulas para  $0 < T_v < T_{ve}$

$$\frac{\Delta \epsilon_1}{m_{ep} \Delta \sigma} = \frac{T_v}{T_{ve}} \phi(T_v) \quad (40)$$

y para  $T_v > T_{vc}$

$$\frac{\Delta \epsilon_2}{m_{ep} \Delta \sigma} = F(T_v - T_{o1}) \quad (41)$$

El valor de  $T_{vc}$  se puede calcular para un caso específico, y el valor  $\phi(T_{vc})$  determinado. Entrando hasta  $F(T_v)$  en la Fig. 10 con  $\phi(T_{vc})$ , se obtiene el valor de  $(T_{vc} - T_{o1})$ , y de esta manera el valor de  $T_{o1}$ .

### III.1.8 LA VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS SEDIMENTARIOS -- SATURADOS

La consolidación secundaria se observa en materiales que exhiben viscosidad intergranular, tales como arcillas limosas lacustres o marinas y limos arcillosos, y aquellos que contienen coloides orgánicos. Los cálculos de los desplazamientos verticales y horizontales en este tipo de depósitos de suelos son de gran importancia en mecánica de suelos y en ingeniería de cimentaciones. El hecho es que el comportamiento real del suelo aparece explícitamente, después de que la primera parte del proceso hidrodinámico ha tenido lugar. Después de eso, se observa claramente un fenómeno viscoso intergranular. Una importante fracción de la deformación elástica y plástica tiene lugar implícitamente durante el proceso hidrodinámico de consolidación, conforme a la consolidación teórica de Terzaghi y así el esqueleto estruc-

tural toma gradualmente los esfuerzos efectivos. Sin embargo, después de la compresión se consigue un avanzado grado de consolidación y el cambio de volumen continúa. Este fenómeno se conoce en mecánica de suelos como consolidación secundaria y se puede interpretar como un fenómeno de viscosidad intergranular, donde el valor de la deformación volumétrica unitaria decrece con el tiempo y al final, motiva la solidificación del material bajo el incremento de esfuerzo aplicado; tiene lugar con gradientes hidráulicos muy bajos en suelos saturados.

La consolidación de un depósito de arcilla se puede dividir en dos partes fundamentales. Primero la compresión a causa del retardamiento hidrodinámico tomado por el agua gravitacional, conocida como la teoría de consolidación de Terzaghi, que implica sólo el retardamiento de la deformación unitaria elasto-plástica, y en segundo lugar, la compresión que recibe el nombre de consolidación secundaria representada por una ley fenomenológica a causa de efectos viscosos. En la mayoría de los casos y en un cierto rango de tiempo, se observa que la viscosidad intergranular es una función lineal del logaritmo del tiempo. La ley logarítmica lineal fue reportada por primera vez por K.A.S. Buisman (1936) en Holanda. De observaciones de laboratorio y de campo (Fig. 12) y se puede escribir como sigue:

$$\delta_t = \delta_B + C_t \log \frac{t}{t_B} \quad (42)$$

Aquí  $C_t$  representa la pendiente de la línea recta y  $t_B$  es el tiempo para el cual se observa que la ley logarítmica lineal empieza a tener efecto. Las observaciones de terreno y laboratorio muestran con gran aproximación la ley fenomenológica arriba mencionada en sedimentos lacustres y marinos tales como arcillas, arcillas limosas, limos arcillosos y limos.

El efecto de la viscosidad intergranular puede ser detectado en curvas de consolidación de materiales saturados cuando se trazan en escalas semilogarítmicas.

Mientras menos horizontal sea la línea recta de consolidación secundaria, indicará que el comportamiento de viscosidad intergranular es más alto.

De los fenómenos observados mencionados anteriormente, se puede concluir que la teoría de consolidación de Terzaghi no puede sola expresar satisfactoriamente el cambio volumétrico con el tiempo de sedimentos impermeables. Es más, la simple ley observacional, (42), no da lugar a una interpretación del fenómeno que nos permita correlacionar resultados de pequeños especímenes de prueba en el laboratorio con grandes depósitos en el terreno. Consecuentemente, es necesario dar un paso adelante y establecer una teoría aproximada que permita, para uso práctico, correlaciones más satisfactorias con las observaciones fenomenológicas. Un suelo sedimentario se deposita en aguas tranquilas y contiene desde el punto de vista granulométrico y mineralógico una gran variedad de granos, desde arena muy fina, limo, minera-

les de arcilla y hasta coloides orgánicos. Los sedimentos contienen también conchas microscópicas y diatomeas. Durante la sedimentación, tiene lugar la floculación a causa de la muy conocida acción electrolítica presente en prácticamente todos los sedimentos finos depositados en aguas tranquilas. Los minerales de arcilla y los coloides se adhieren a los granos de limo, diatomeas y conchas microscópicas y los cubren totalmente; también se aglomeran en racimos formando granos con tamaño comparable a limo fino y arena fina. La estructura formada por todos esos tipos diferentes de granos constituye el esqueleto estructural poroso del suelo, el cual es capaz de transmitir esfuerzos efectivos. Los poros en el esqueleto estructural serán llamados poros SS; estos se pueden considerar más grandes que los poros formados en las aglomeraciones de minerales de arcilla y coloides, que serán llamados poros VP. Durante la compresión confinada es evidente que un cambio de volumen tiene lugar, el sistema total de poros tiene un cambio en el volumen expeliendo el agua gravitacional de él a una superficie de drenaje. La suposición está hecha en que la presión del agua en los poros VP-submicroscópicos es consecuentemente igual o más grande que en los poros SS del esqueleto estructural. Por lo tanto el agua fluye de los poros VP hacia los poros SS y de estos a las superficies de drenaje. Para consideraciones teóricas y desde el punto de vista práctico, podemos concluir que el suelo se puede considerar formado por dos estructuras básicas representando un

comportamiento mecánico diferente, primeramente; la parte formada por el esqueleto estructural del suelo con granos de tamaño-comparable con el de los limos y más grandes, representando --- principalmente el comportamiento elasto-plástico y la parte formada por la aglomeración de minerales de arcilla y coloides que exhiben viscosidad intergranular no lineal. Además, se puede considerar para propósitos prácticos que el cambio en el volumen de los poros submicroscópicos principia en el instante en que el incremento de esfuerzo se aplica. Aplicando las hipótesis de trabajo anteriores, concluimos que la deformación volumétrica unitaria de el material  $\Delta\epsilon_v$  es igual a la suma de la deformación volumétrica unitaria  $\Delta\epsilon_{ss}$  en los poros SS del esqueleto estructural más la deformación volumétrica unitaria  $\Delta\epsilon_{vp}$  en los poros submicroscópicos VP. Por lo anterior, obtenemos la condición siguiente:

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_{ss} + \Delta\epsilon_{vp} \quad (43)$$

Las relaciones deformación volumétrica unitaria-tiempo a causa del comportamiento elasto-plástico e intergranular viscoso en sedimentos saturados se puede estudiar desde el punto de vista reológico. El objetivo es establecer relaciones teóricas en -- ajustes aproximados con las observaciones fenomenológicas y de esta manera alcanzar una correlación más satisfactoria de las -- observaciones en el laboratorio con aquellas en el terreno.

Considerando el arreglo estructural del sedimento, los conceptos reológicos que representan al suelo se pueden reducir a el comportamiento de dos modelos: una unidad representando el esqueleto estructural del suelo y el otro representando el comportamiento de los racimos formados por los granos de arcilla fina y ultra fina con propiedades viscosas no lineales. El cambio de volumen de estos dos sistemas a causa de un incremento de esfuerzo se puede visualizar como retardado por la viscosidad lineal en los poros que contienen agua gravitacional. El comportamiento intergranular visco-plástico de fluidez no lineal en el caso de materiales impermeables que contienen minerales de arcilla se puede interpretar usando la ley de Newton:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \phi \Delta \sigma \quad (44)$$

De las observaciones fenomenológicas, el valor de la fluidez aparente no es una constante durante el proceso de deformación con el tiempo. La cantidad  $\phi$  tiene un valor definido en el inicio del proceso y disminuye con el tiempo hasta que alcanza un valor final  $\phi_f$ , el cual puede ser muy pequeño o igual a cero. Bajo estas condiciones, la ley matemática más sencilla que expresa aproximadamente el fenómeno viscoso no lineal es la siguiente:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = \left( \phi_f + \frac{a}{b+t} \right) \Delta \sigma \quad (45)$$



tal que cuando  $t \rightarrow \infty$ ,  $d\Delta\epsilon_{vp}/dt \rightarrow \phi_f \Delta\sigma$ ; por lo tanto el material se convierte en un líquido newtoniano ideal, y cuando  $t=0$ , entonces  $d\Delta\epsilon_{vp}/dt$  se aproxima a un valor finito. Por esta razón la expresión (45) satisface las condiciones límite del fenómeno. Después de una rápida aplicación de carga, el fenómeno viscoso intergranular se puede suponer iniciado. Si la carga es constante durante todo el proceso, entonces por integración:

$$\Delta\epsilon_{vp} = \left[ \phi_f t + a \ln \frac{b+t}{b} \right] \cdot \Delta\sigma \quad (46)$$

La ley establecida arriba que representa al fenómeno viscoso no lineal indica que si  $a = 0$ , se obtiene un líquido newtoniano perfecto de fluidez  $\phi_f$ . Por lo tanto, el término  $\phi_f \cdot t$  representa una fluencia sostenida a largo plazo. Por otra parte si  $\phi_f = 0$ , una ley logarítmica representará al fenómeno; su grado de deformación se aproxima a cero cuando el tiempo se aproxima a valores muy grandes y representa al fenómeno de viscosidad no lineal y solidificación o endurecimiento bajo condiciones de confinamiento lateral; gradualmente se van desarrollando más contactos firmes al acercarse los granos unos con otros cuando la compactación avanza. En esta fase el agua adsorbida entre granos de mineral de arcilla juega un papel muy importante.

III.1.8a La unidad-Z. La ley reológica plasto-viscosa será más ampliamente investigada, como es el agua la que retarda el fenómeno a causa del efecto de expulsión del agua gravitacional de los poros, Se forma una nueva unidad que tiene la propiedad de viscosidad lineal y que representa al retardamiento hidrodinámico a causa del agua gravitacional exprimida de los poros submicroscópicos. Por lo tanto, el agua gravitacional retardará la deformación volumétrica unitaria durante el comportamiento viscoso intergranular. Este nuevo modelo reológico será designado como la unidad-Z. La condición de equilibrio requiere para cada tiempo que:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_z + \Delta\sigma_N \quad (47)$$

$$\Delta\epsilon_{vp} = \Delta\epsilon_z + \Delta\epsilon_N$$

Además, la siguiente expresión se puede escribir para un elemento viscoso no lineal:

$$\frac{d}{dt} \Delta\epsilon_{vp} = \left( \phi_f + \frac{a}{b+t} \right) \Delta\sigma_z \quad (48)$$

y para el elemento viscoso lineal:

$$\frac{d}{dt} \Delta\epsilon_{vp} = \phi_2 \Delta\sigma_N \quad (49)$$

en el cual  $\phi_a$  es la fluidez aparente del agua gravitacional- en los poros. Después de la sustitución y dentro de las condi- ciones de (47) obtenemos:

$$\Delta\sigma = \left[ \frac{1}{\phi_f + \frac{a}{b+t}} + \frac{1}{\phi_a} \right] \frac{d}{dt} \Delta\epsilon_{vp} \quad (50)$$

Realizando las operaciones algebraicas se pueden escribir las - siguientes expresiones:

$$A = \left( b + \frac{a}{\phi_f} \right) \frac{\phi_f \cdot \phi_a}{\phi_f + \phi_a}, \quad B = b + \frac{a}{\phi_f + \phi_a} \quad (51)$$

$$\phi_{af} = \frac{\phi_f \cdot \phi_a}{\phi_f + \phi_a}$$

de las cuales la ecuación diferencial que gobierna al fenómeno - se establece como:

$$\frac{d}{dt} \Delta\epsilon_{vp} = \left[ \frac{A}{B+t} + \phi_{af} \frac{t}{B+t} \right] \Delta\sigma \quad (52)$$

Después de la integración:

$$\Delta\epsilon_{vp} = [(A - \phi_{af} B) \ln(B+t) + \phi_{af} \cdot t] \Delta\sigma + C \quad (53)$$

Después de la aplicación de una carga instantánea  $\Delta\sigma$ ,  $t \doteq 0$  y  $\Delta\epsilon_{vp} = 0$ ; por lo tanto, si establecemos que  $(A - \phi_{af} B) = A_1$ , se puede escribir la siguiente ley:

$$\Delta \epsilon_{vp} = \left[ A_1 \operatorname{Ln} \frac{B+t}{B} + \phi_{af} \cdot t \right] \Delta \sigma \quad (54)$$

Nótese que  $\phi_{af} \cdot t$  representa una fluencia lineal sostenida a largo plazo, sin embargo, para un suelo confinado lateralmente, el valor  $\phi_{af}$  se puede considerar pequeño, por lo tanto:

$$A = A_1 = a, \quad B = b + \frac{a}{\phi_a}, \quad \phi_{af} \doteq 0$$

Por esta razón

$$\Delta \epsilon_{vp} = a \operatorname{Ln} \frac{b + \frac{a}{\phi_a} + t}{b + \frac{a}{\phi_a}} \cdot \Delta \sigma \quad (55)$$

El agua gravitacional en los poros introduce un tiempo retardado medido en  $a/\phi_a$ . La fracción de carga tomada por el agua en cada instante es:

$$\Delta \sigma_w = \frac{1}{\phi_a} \cdot \frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} \quad (56)$$

Por esta razón, por diferenciación de la expresión (55) escribimos:

$$\Delta \sigma_w = \frac{\frac{a}{\phi_a}}{b + \frac{a}{\phi_a} + t} \cdot \Delta \sigma \quad (57)$$

Para pequeños valores de  $t$ , el agua gravitacional toma la carga  $\Delta \sigma$ ; por esta razón  $b = 0$ .

De la discusión precedente se puede concluir que las dos unida--

des reológicas estudiadas que producen retardamiento de la deformación volumétrica unitaria para viscosidad lineal, efectos no lineales y para esfuerzo aplicado rápido y sostenido, son las siguientes:

- a) retardamiento del comportamiento elasto-plástico, con viscosidad lineal de la teoría de Terzaghi:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \Delta \sigma F(T_v) \quad (58)$$

- b) retardamiento del comportamiento intergranular plasto-viscoso con fluidez lineal de la unidad-Z:

$$\Delta \epsilon_{vp} = \bar{a} \ln \frac{\frac{\bar{a}}{\phi_2} + t}{\frac{\bar{a}}{\phi_2}} \cdot \Delta \sigma \quad (59)$$

Las fórmulas anteriores están representadas gráficamente en la Fig. 13. El valor de  $\bar{a}$  norma para un parámetro medio en la suma de todas las unidades-Z. De correlaciones obtenidas por los modelos Kelvin-Terzaghi, los parámetros se pueden definir como sigue:

$m_{ep}$  = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria representando el comportamiento del fenómeno elasto-plástico.

$m_{vp}$  = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria incluyendo el comportamiento elasto-plástico y la viscosidad intergranular en el tiempo  $t_B$  después -

del cual el fenómeno de viscosidad intergranular se hace explícito, corresponde al quiebre  $B$  - en la curva de consolidación representada en escalas semilogarítmicas de deformación unitaria o desplazamiento contra tiempo.

$m_t = 2.31 \bar{a}$  = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria intergranular y viscosa obtenida de la pendiente de la ley logarítmica de base 10 y que representa el comportamiento de consolidación secundaria:  $m_t = C_t / (2H) \Delta \sigma$ .

$\Delta \epsilon_v$  = deformación volumétrica unitaria total.

$\Delta \epsilon_{ss} = \Delta \epsilon_{ep}$  = deformación volumétrica unitaria a causa del comportamiento elasto-plástico en los poros SS.

$\Delta \epsilon_{vp}$  = deformación volumétrica unitaria a causa del comportamiento de viscosidad intergranular o comportamiento de plasto-viscosidad de los poros VP.

$\Delta \sigma$  = incremento de esfuerzo.

$$\beta = \frac{m_t}{m_{ep}} \quad \text{y} \quad \alpha = \frac{m_t}{m_{vB}}$$

De (27) la fluidez lineal aparente se establece como:

$$\phi_a = 2 m_{ep} \frac{c_v}{H^2}$$

y la relación

$$\frac{\bar{a}}{\phi_a} = \frac{\beta}{4.62} \cdot \frac{H^2}{c_v}; \text{ y establecemos que } \tau = \frac{\bar{a}}{\phi_a}.$$

De lo anterior derivamos la importante relación

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \cdot \frac{c_{v2}}{c_{v1}} \quad (60)$$

En materiales semi-impermeables,  $c_v$  se puede estimar de la -- prueba de permeabilidad. Las unidades de  $\tau$  son unidades de tiem-- po.

La relación (60) se puede usar para correlacionar las pruebas de laboratorio con la geometría del terrereno.

III.1.8b El comportamiento deformación unitaria - tiempo para -- la aplicación rápida de carga.

De nuestras hipótesis de trabajo, se estableció que la deforma-- ción volumétrica unitaria total es:

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_{ep} + \Delta\epsilon_{vp}$$

Por esta razón, después de llevar a cabo sustituciones propias -- en la expresión (59), se puede obtener la expresión final gene-- ral para la deformación volumétrica unitaria bajo condiciones de aplicación rápida de incremento de esfuerzo:

$$\Delta\epsilon_v = \left\{ m_{ep} F\left(\frac{c_v}{H^2} t\right) + m_t \log\left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{c_v}{H^2} t\right)\right] \right\} \Delta\sigma \quad (61)$$

la cual se puede escribir en forma no dimensional como sigue:

$$\frac{\Delta \epsilon_v}{m_{ep} \Delta \sigma} = F(T_v) + \mathcal{Z}(T_v, \beta) \quad (62)$$

en la cual  $T_v = (c_v/H^2) \cdot t$  es el factor tiempo para un estrato de espesor  $2H$ , drenado por ambas caras. El primer término representa la función de Terzaghi y está trazada en la Fig. 10. El segundo término representa al fenómeno de viscosidad intergranular, donde:

$$\mathcal{Z}(T_v, \beta) = \beta \log \left( 1 + \frac{4.62}{\beta} T_v \right) \quad (63)$$

Esta función está trazada para diferentes valores de  $\beta$  en la Fig. 14 y la expresión (62) en la Fig. 15.

En lo que se refiere a los valores de  $\beta$ , con las curvas de compresibilidad para suelos de media y alta sensibilidad se puede concluir que para esfuerzos de consolidación mayores que el esfuerzo crítico  $\sigma_b$ ,  $\beta > 1$ , y para valores menores que  $\sigma_b$ ,  $\beta < 1$ . En la práctica para propósitos de diseño de ingeniería de cimentaciones la rama inclinada de la curva de compresibilidad no se debe usar en suelos sensitivos, ya que para esfuerzos más grandes que  $\sigma_b$ , la compresibilidad se incrementa varias veces comparada con una obtenida en la rama plana de recompresión de la curva de compresibilidad.



### III.1.8c Comportamiento deformación unitaria - tiempo para aplicación lineal de carga.

En los problemas prácticos la carga no se aplica instantáneamente; por esta razón, las fórmulas dadas antes sólo sirven para obtener los parámetros para los incrementos de esfuerzos aplicados, de las pruebas de consolidación cuando la carga se aplica instantáneamente (ver los métodos adecuados).

Para todo proyecto práctico, uno puede suponer que el incremento de esfuerzo se aplica linealmente con el tiempo hasta un cierto valor  $\Delta\sigma_c$ , en el tiempo  $t_c$ ; por esta razón:

$$\Delta\sigma_t = \left( \frac{\Delta\sigma_c}{t_c} \right) t$$

donde  $\Delta\sigma_t$  es el incremento de esfuerzo en el tiempo  $t$ , para  $0 < t < t_c$ . El valor de  $t_c$  representa el tiempo en el cual se alcanza la carga total después de la construcción de un edificio. Así tenemos que:

$$\Delta\dot{\sigma}_c = \frac{\Delta\sigma_c}{t_c}, \quad \text{y} \quad \Delta\sigma_t = \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t$$

De la teoría de consolidación (Sección III.1.7) se estableció -- que el comportamiento elasto-plástico se puede calcular como sigue: para  $0 < t < t_c$  ó  $0 < T_v < T_{vc}$

$$\Delta\epsilon_{ss} = m_{ep} \Delta\sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_v) \quad (40)$$

y para valores de  $t \geq t_c$ , es decir después de que  $\Delta\sigma_c$  permanece constante:

$$\Delta\epsilon_{ss} = m_{ep} \Delta\sigma_c F(T_v - T_{01}) \quad (41)$$

Aquí  $T_{01}$  se puede determinar de la condición

$$\phi(T_{ve}) = F(T_{ve} - T_{01}) \quad (39)$$

Para la unidad-Z es necesario obtener una fórmula para la aplicación del incremento de esfuerzo linealmente con el tiempo; por esta razón de (63), el grado de deformación unitaria será:

$$\Delta\dot{\epsilon}_{vp} = m_{ep} \beta \Delta\sigma \left[ \frac{0.43}{1 + \frac{4.62}{\beta} T_v} \right] \frac{4.62}{\beta} \frac{d}{dt} T_v$$

Sustituyendo  $T_v = (c_v / H^2) \cdot t$  y  $\Delta\sigma_t = \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t$  e integrando, obtenemos

$$\Delta\epsilon_{vp} = 0.43 \beta m_{ep} \left( \frac{4.62}{\beta} \frac{c_v}{H^2} \right) \Delta\dot{\sigma}_c \int_0^t \frac{t dt}{1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{c_v}{H^2} t} + C \quad (64)$$

Después de la integración, se obtiene la siguiente fórmula para-

la deformación volumétrica unitaria:

$$\Delta\epsilon_{vp} = \frac{m_{ep}\beta}{2.3} \frac{\Delta\dot{\sigma}_c}{\left(\frac{4.62}{\beta} \frac{c_v}{H^2}\right)} \left[ \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{c_v}{H^2} t\right) - \ln\left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{c_v}{H^2} t\right) \right] + C$$

Se puede hacer notar que para todos los proyectos prácticos, el término logarítmico es pequeño con respecto al primer término - dentro de los corchetes y se puede omitir. Además, para  $t = 0$ , la deformación volumétrica unitaria  $\Delta\epsilon_{vp} = 0$ ; por esta razón para  $0 < t < t_c$ :

$$[\Delta\epsilon_{vp}]_1 = \frac{\beta}{2.3} m_{ep} \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \quad (65)$$

Ya que  $\Delta\dot{\sigma}_c = \Delta\sigma_c / t_c$ ,

$$[\Delta\epsilon_{vp}]_1 = \frac{\beta}{2.3} m_{ep} \Delta\sigma_c \frac{T_u}{T_{vc}} \quad (66)$$

El comportamiento de la deformación volumétrica unitaria para  $0 < t < t_c$ , cuando la aplicación de carga es lineal, está representado en la Fig. 16. En el punto  $t_c$ , la aplicación de carga sufre una discontinuidad, después de la cual el incremento de esfuerzo permanece constante; es por esto, que la siguiente ley se aplica para valores de  $t > t_c$ :

$$[\Delta\epsilon_{vp}]_2 = \beta m_{ep} \Delta\sigma_e \log \left[ 1 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{02}) \right] \quad (67)$$

El valor de  $T_{02}$  representa un tiempo de partida virtual de la ley logarítmica y este valor se puede establecer de la condición de que para  $t = t_c$ ,  $[\Delta\epsilon_{vp}]_1 = [\Delta\epsilon_{vp}]_2$ ; por esta razón de acuerdo con la Fig. 16:

$$1 + \frac{4.62}{\beta} (T_{vc} - T_{02}) = 2.72 \quad (68)$$

Por lo tanto  $T_{02} = T_{vc} - 0.372 \beta$ .

Sustituyendo en (67), las fórmulas completas se pueden obtener por la deformación volumétrica unitaria total a causa de la compresión de los poros SS y VP:

para  $0 < t < t_c$

$$\frac{[\Delta\epsilon_v]_1}{m_{ep} \Delta\sigma_e} = \frac{T_v}{T_{vc}} \left[ \phi(T_v) + \frac{\beta}{2.3} \right] \quad (69)$$

y para valores de  $t > t_c$  :

$$\frac{[\Delta \epsilon_v]_2}{m_{ep} \Delta \sigma_c} = F(T_v - T_{o1}) + \beta \log 2.72 \left[ 1 + \frac{1.7}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \quad (70)$$

El valor de  $T_{o1}$  se puede determinar con la condición (39).

Las fórmulas obtenidas de esta manera se pueden usar para calcular la deformación volumétrica unitaria para suelos estratificados homogéneos elasto-plástico-viscosos cuando la carga se aplica linealmente con el tiempo durante el período de construcción, y en seguida permaneciendo constante por un período indefinido.-

La determinación de los parámetros  $m_t$ ,  $\beta$  y  $c_v$  se explica en la sección III.1.9. Para ayudar al ingeniero de cimentaciones en el cálculo de las fórmulas (69) y (70), se dan las siguientes -- funciones en las Figs. 17, 18 y 19, respectivamente:

$$f_{\phi}(T_v, \beta) = T_v \left[ \phi(T_v) + \frac{\beta}{2.3} \right]$$

y

(71)

$$f_{\rho}[(T_v - T_{vc}), \beta] = \beta \log \left\{ 2.72 \left[ 1 + \frac{1.7}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \right\}$$

Para ilustrar el uso de las fórmulas anteriores, supongamos un valor de  $C_v = 2 \times 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/seg. El espesor del estrato impermeable es 600 cm, y el período de construcción  $t_c = 3$  años =  $9.53 \times 10^7$  seg. Entonces podemos calcular:

$$T_{ve} = \frac{2 \times 10^{-4}}{9 \times 10^4} (9.53 \times 10^7) = 0.21$$

Usando la Fig. 10, para  $T_{ve} = 0.21$  encontramos que  $\phi(T_{ve}) = 0.35$ , y en la misma figura de acuerdo con la expresión (39), para  $F(T_{ve} - T_{o1}) = 0.35$  leemos  $T_{ve} - T_{o1} = 0.095$ ; por lo tanto  $T_{o1} = 0.115$ . Si  $\beta = 0.6$ , entonces los valores de las funciones  $f^\phi$  y  $f_{v\rho}$  se pueden leer en las Figs. 17, 18 y 19 para valores de  $T_v = 0.222 \times 10^{-8} t$ , y  $(T_v - T_{ve}) = (0.222 \times 10^{-8} t - 0.21)$ , respectivamente calculados para tiempos  $t$  en segundos en los cuales los valores de (69) y (70) se necesitan. Suponiendo que las funciones  $f^\phi$  y  $f_{v\rho}$  se necesitan para 10 años, ó  $315 \times 10^6$  seg. Por lo tanto los factores tiempo son:

$$T_v = 0.22 \times 3.15 = 0.70$$

y

$$T_v - T_{ve} = 0.70 - 0.21 = 0.49$$

y de esta manera las funciones auxiliares tienen los valores  $f^\phi = 0.59$ ,  $f_{v\rho} = 0.49$ . Por esta razón, el cambio de espesor de cada estrato sujeto a un cambio de esfuerzo  $\Delta \sigma_z$  es para  $0 < t < t_c$ :

$$[\Delta\delta_1]_i = (m_{ep} \cdot d \cdot \Delta\sigma)_i \frac{1}{(T_{ve})_i} (f\phi)_i \quad (72)$$

y para  $t > t_c$ :

$$[\Delta\delta_2]_i = (m_{ep} \cdot d \cdot \Delta\sigma)_i [F(T_v - T_{o1}) + f_{vp}]_i \quad (73)$$

El asentamiento total será la suma en tiempos iguales de todos los estratos compresibles afectados por el cambio en el esfuerzo

$\Delta\sigma_i$ , por lo tanto:

para  $0 < t < t_c$

$$\delta_1 = \sum_1^n [\Delta\delta_1]_i$$

y para  $t > t_c$

(74)

$$\delta_2 = \sum_1^n [\Delta\delta_2]_i$$

Las condiciones de frontera en todos los casos, deben ser cuida-

dosamente observadas al seleccionar los parámetros. Las fórmulas hasta aquí discutidas servirán cuando una o dos fronteras -- son superficies de drenaje. Sin embargo, el problema también -- puede ser abordado como un depósito de suelo drenado formado por una serie de sedimentos impermeables con valores variables de --  $m_{ep}$ ,  $\beta$  y  $c_v$ . En casos similares se deberán usar valores promedio para  $\beta$  y  $c_v$ :

$$\beta_{prom.} = \frac{\sum_1^n \beta_i d_i}{\sum_1^n d_i}, \quad y \quad [c_v]_{prom.} = \frac{\sum_1^n d_i}{\sum_1^n \frac{d_i}{c_{vi}}} \quad (75)$$

Por esta razón las expresiones (74) se leerán como sigue para el depósito compresible:

para  $0 < t < t_c$

$$s_1 = \left[ \frac{1}{T_{ve}} f_{\phi} \right]_{prom.} \cdot \sum_1^n (m_{ep} \cdot d \cdot \Delta \sigma)_i \quad (76)$$

y para  $t > t_c$

$$s_2 = [F(T_v - T_{o1}) + f_{vp}]_{prom.} \cdot \sum_1^n (m_{ep} \cdot d \cdot \Delta \sigma)_i \quad (77)$$



## III.1.9 DETERMINACION DE PARAMETROS

Los parámetros  $m_t$ ,  $\beta$  y  $c_v$  para calcular la deformación volumétrica unitaria en materiales elasto-plásticos que exhiben viscosidad intergranular, se pueden determinar de pruebas de consolidación en el odómetro con la siguiente fórmula:

$$\Delta \epsilon_v = \left\{ m_{ep} F \left( \frac{c_v}{H^2} t \right) + m_t \log \left[ 1 + \frac{4.62}{\beta} \left( \frac{c_v}{H^2} \right) t \right] \right\} \quad (61)$$

donde  $m_t = \beta m_{ep}$ .

Los parámetros se determinan para cada incremento de esfuerzo, - en el cual el material se va consolidando progresivamente, por - esta razón, los valores obtenidos representan niveles de esfuerzo incrementado. Una curva de consolidación graficada en escalas semi-logarítmicas muestra un quiebre para valores de  $F(T_v) = 1$  (Fig. 20). Representaremos las coordenadas del quiebre por  $\delta_B$ ,  $t_B$ . Inmediatamente después del tiempo  $t_B$  la ley de deformación es logarítmica. Por esta razón el valor de  $C_t$  se puede determinar de la curva de consolidación con la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log \frac{t_2}{t_1}}, \quad \text{y} \quad m_t = \frac{C_t}{(2H)\Delta\sigma} \quad (78)$$

Además definiremos:

$$\alpha = \frac{C_t}{\delta_B}, \quad \text{o} \quad \alpha = \frac{m_t}{m_{vB}}, \quad \text{y} \quad m_{vB} = \frac{(\Delta \epsilon_v)_B}{\Delta \sigma}$$

Por esta razón de la fórmula (61) y considerando que:

$$F\left(\frac{C_v}{H^2} t\right) \doteq 1 \quad \text{cuando } T_v = 1.3$$

entonces en el quiebre, podemos escribir lo siguiente:

$$\frac{(\Delta \epsilon)_B}{\Delta \sigma} = m_{ep} + m_t \log \left[ 1 + \frac{6}{\beta} \right] \quad (79)$$

Dividiendo entre  $m_t$ , tenemos:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} + \log \left( 1 + \frac{6}{\beta} \right) \quad (80)$$

La expresión anterior se puede usar como una ecuación auxiliar - para determinar el valor desconocido de  $\beta$ . El valor de  $\alpha = C_t / \delta_B$  se determina fácilmente de la curva de consolida--

ción. La ecuación auxiliar (80) se observa graficada en la Fig. 21. Así que, con el valor de  $\alpha$  obtenemos  $\beta$  y de esta manera  $m_{ep} = m_t / \beta$  y  $\delta_{ep} = c_t / \beta$ . El coeficiente de consolidación se puede determinar para  $F(T_V) = 0.5$ , por esto para  $T_V = 0.2$ , la ecuación (61) toma el siguiente valor:

$$[\delta]_{T_V=0.2} = \frac{1}{2} \delta_{ep} + c_t \log \left( 1 + \frac{0.924}{\beta} \right) \quad (81)$$

El tiempo  $t_{50}$  se establece de la curva de consolidación correspondiente a  $\delta_{50}$  y de esta manera obtenemos el coeficiente de consolidación, que es:

$$c_v = \frac{0.2 H^2}{t_{50}}$$

donde  $2H$  es el espesor de la probeta bajo el nivel de esfuerzo  $\sigma$  y aplicando el incremento de esfuerzo  $\Delta\sigma$ .

Como los valores de los parámetros  $m_t$ ,  $\beta$  y  $c_v$  son funciones del nivel de esfuerzo, estos valores se grafican contra el nivel de esfuerzo  $\sigma + \Delta\sigma / 2$  para cada curva de consolidación. Ya en el cálculo de asentamientos del problema real en el terreno se usan los valores  $m_t$ ,  $\beta$  y  $c_v$  que corresponden al nivel de esfuerzo efectivo en el terreno más la mitad del incremento de esfuerzo efectivo. Los cálculos se hacen como se verá en el ejemplo del capítulo IV.

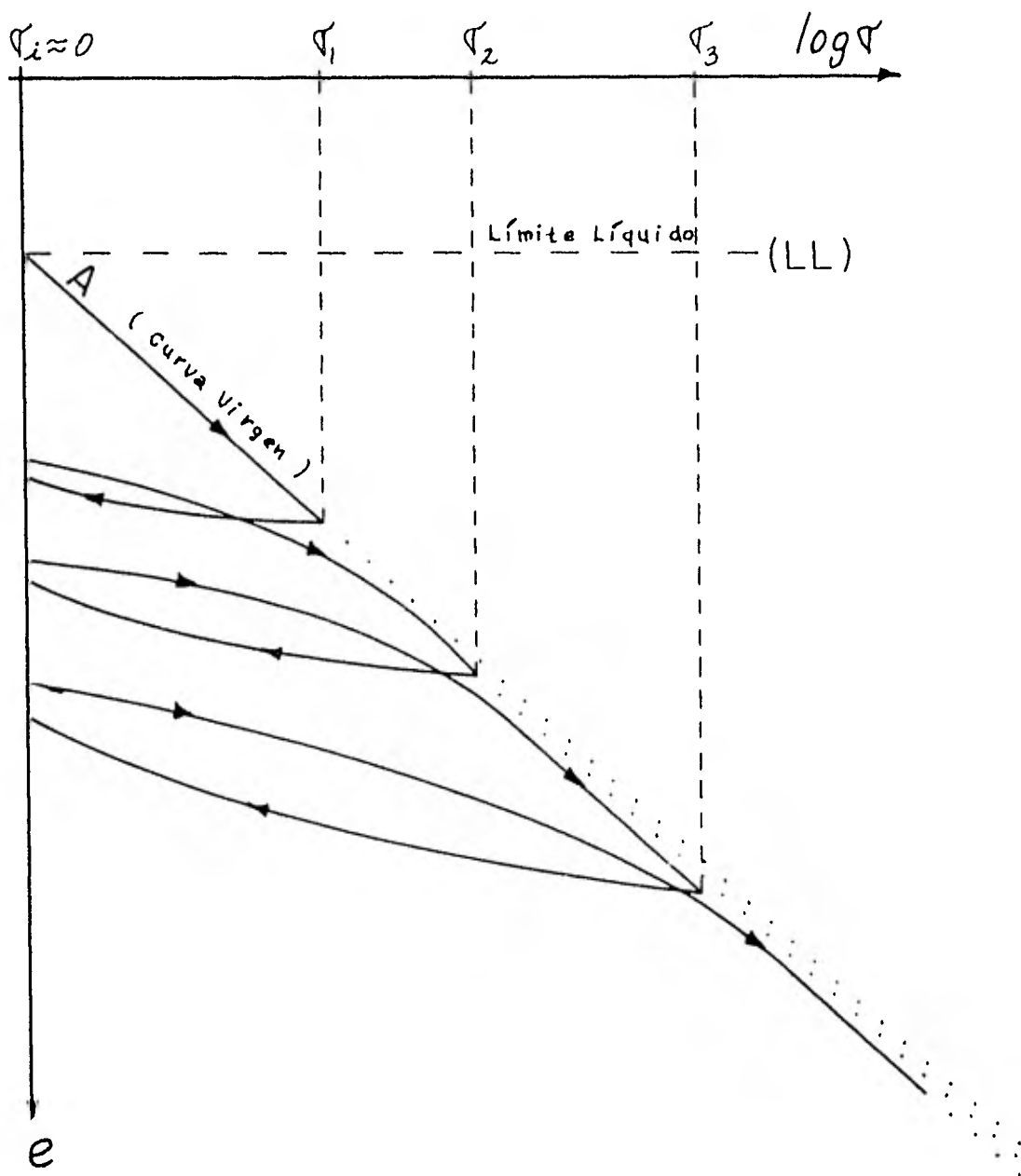


Figura 2 Ciclos de histéresis-  
 de la curva de compresibilidad

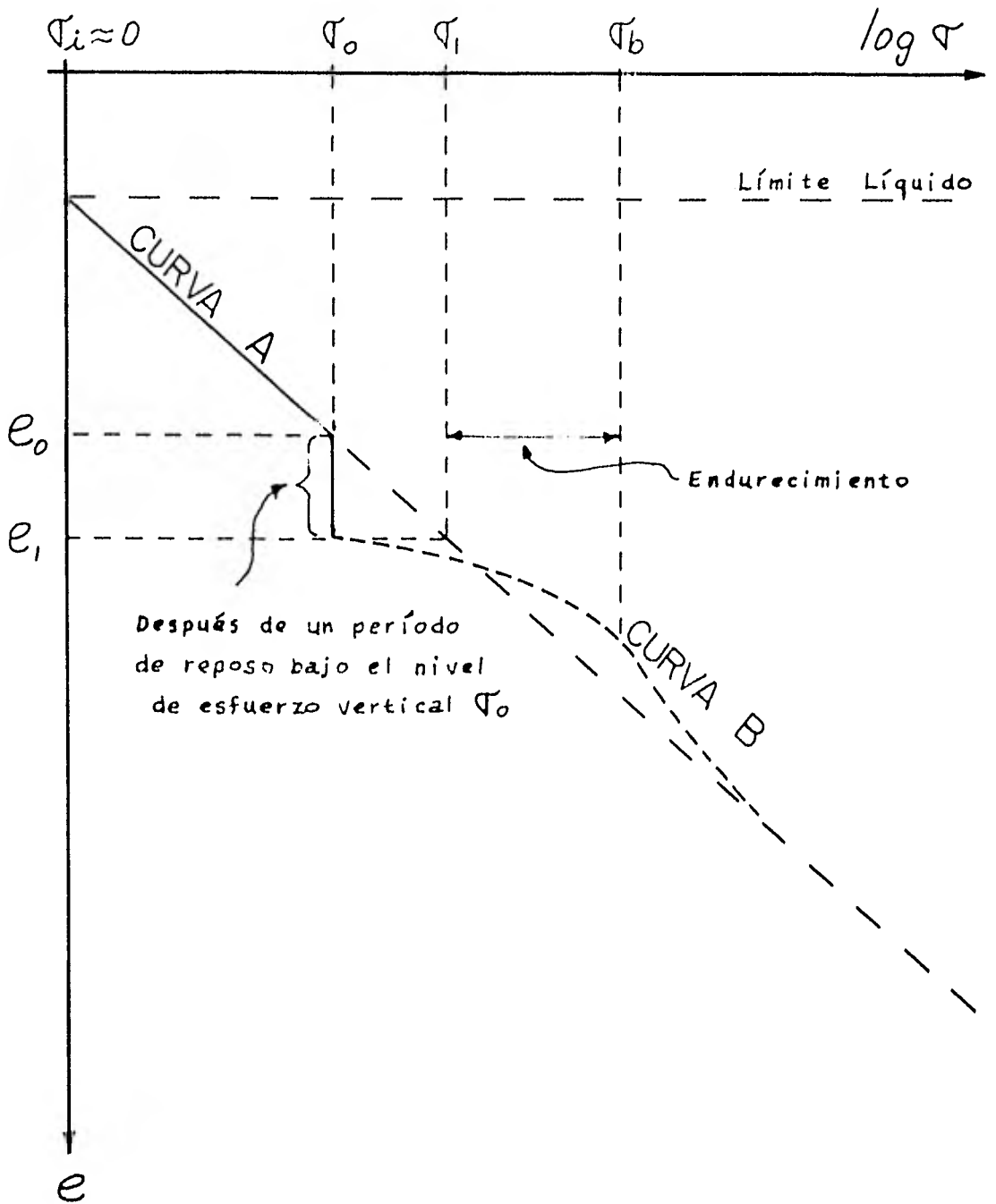


Figura 3 Endurecimiento de una arcilla

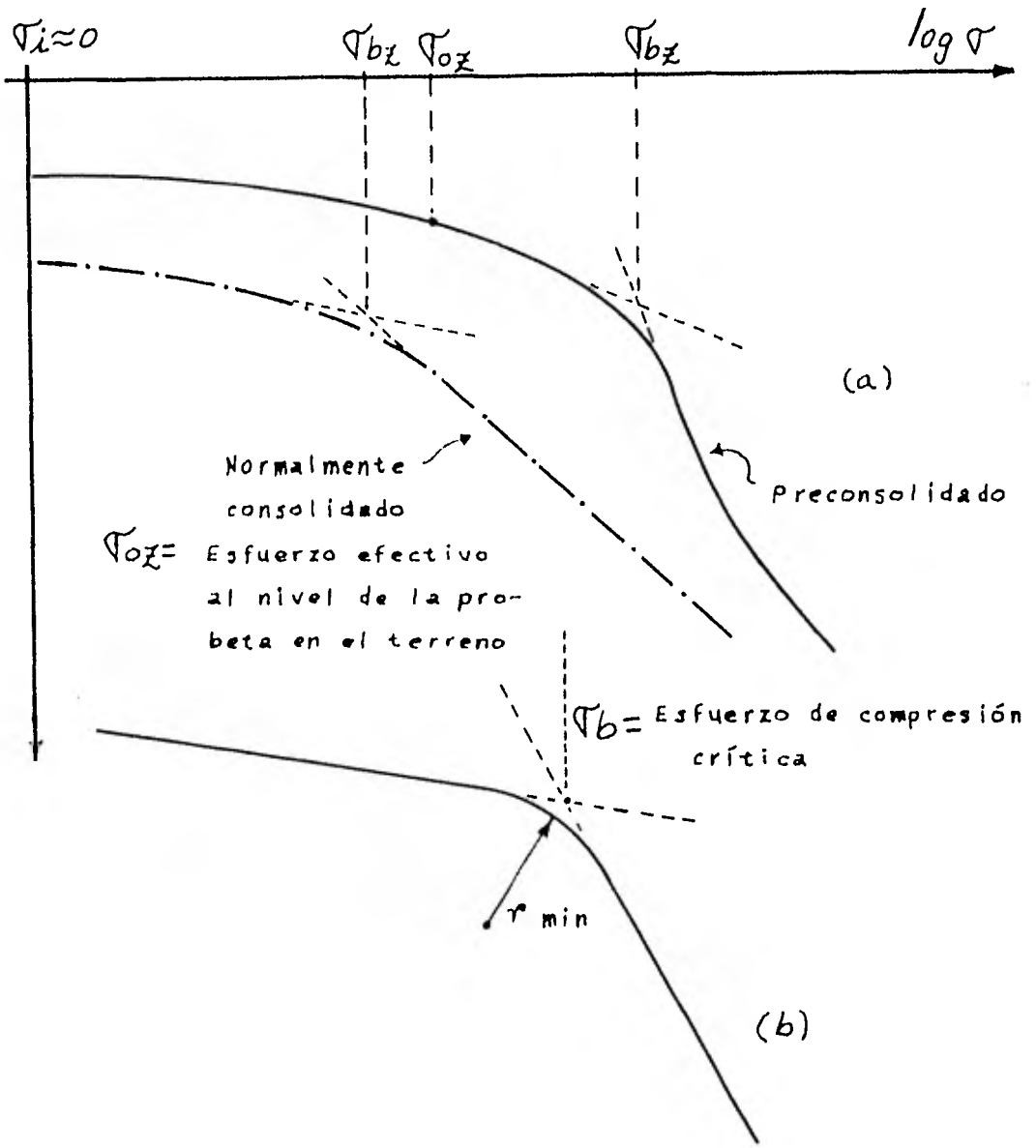


Figura 4 Curvas de compresibilidad

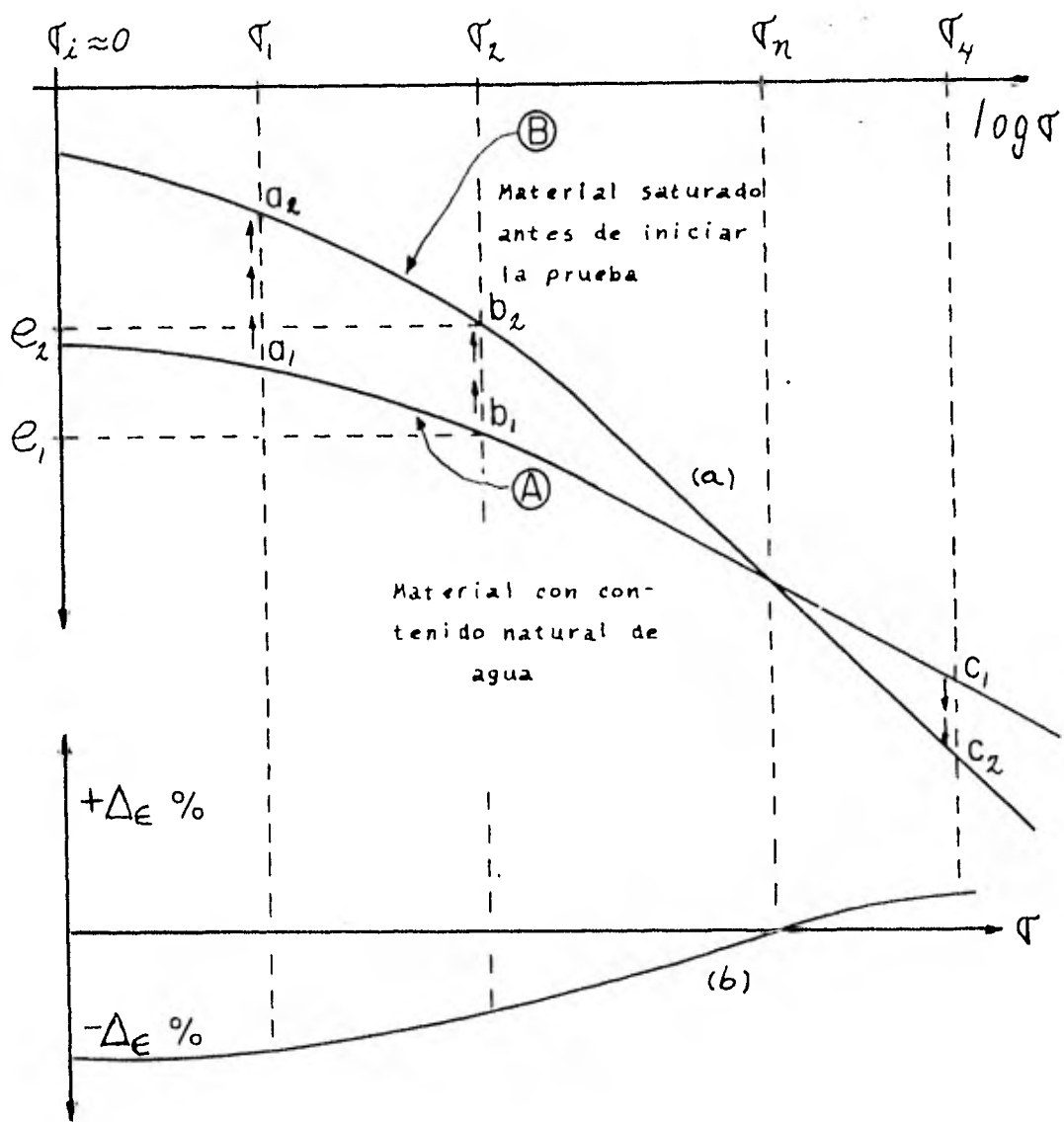


Figura 5 Arcilla expansiva

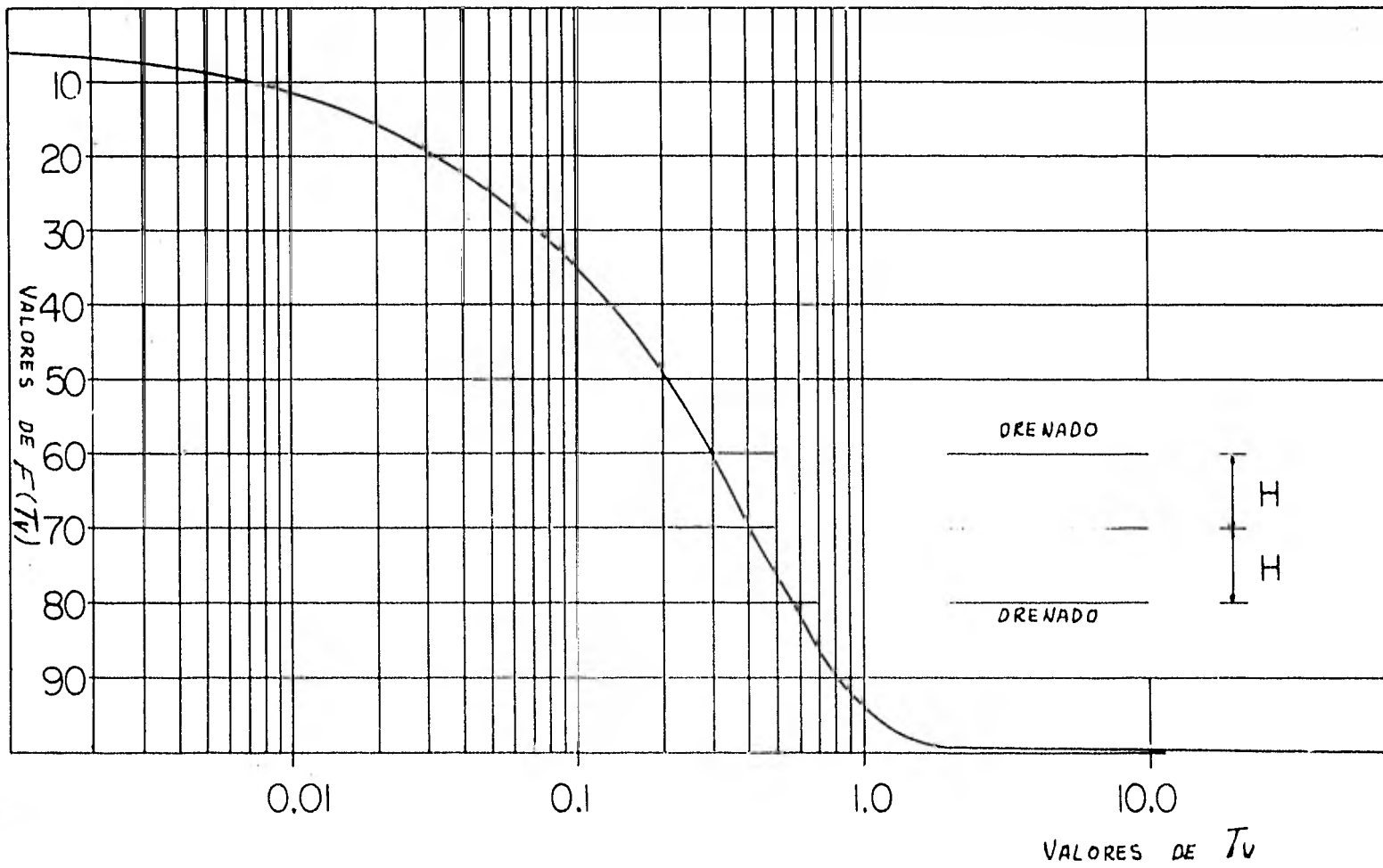
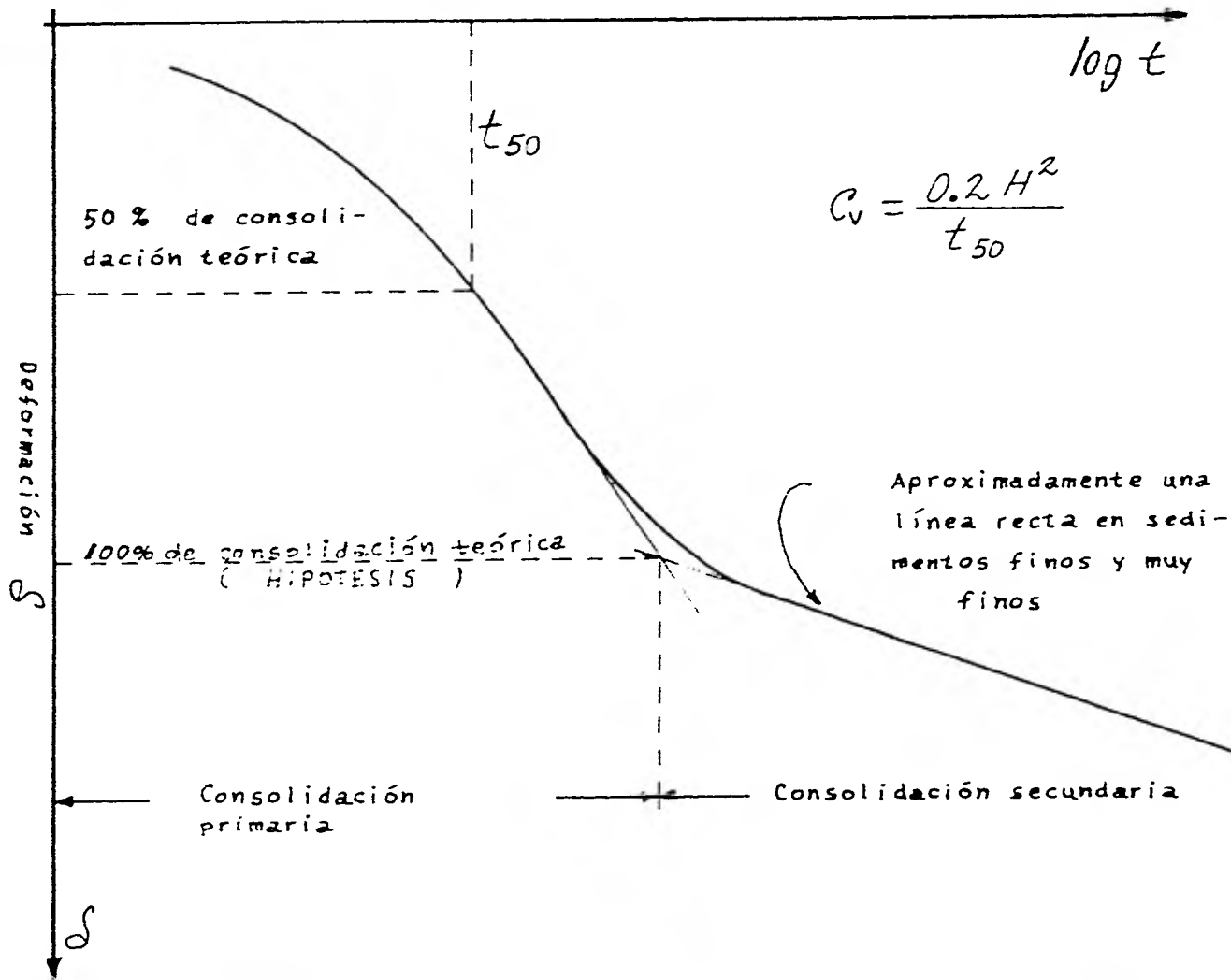


Figura 6 La Función de Terzaghi



Figura 7 Método de Casagrande para determinar el coeficiente



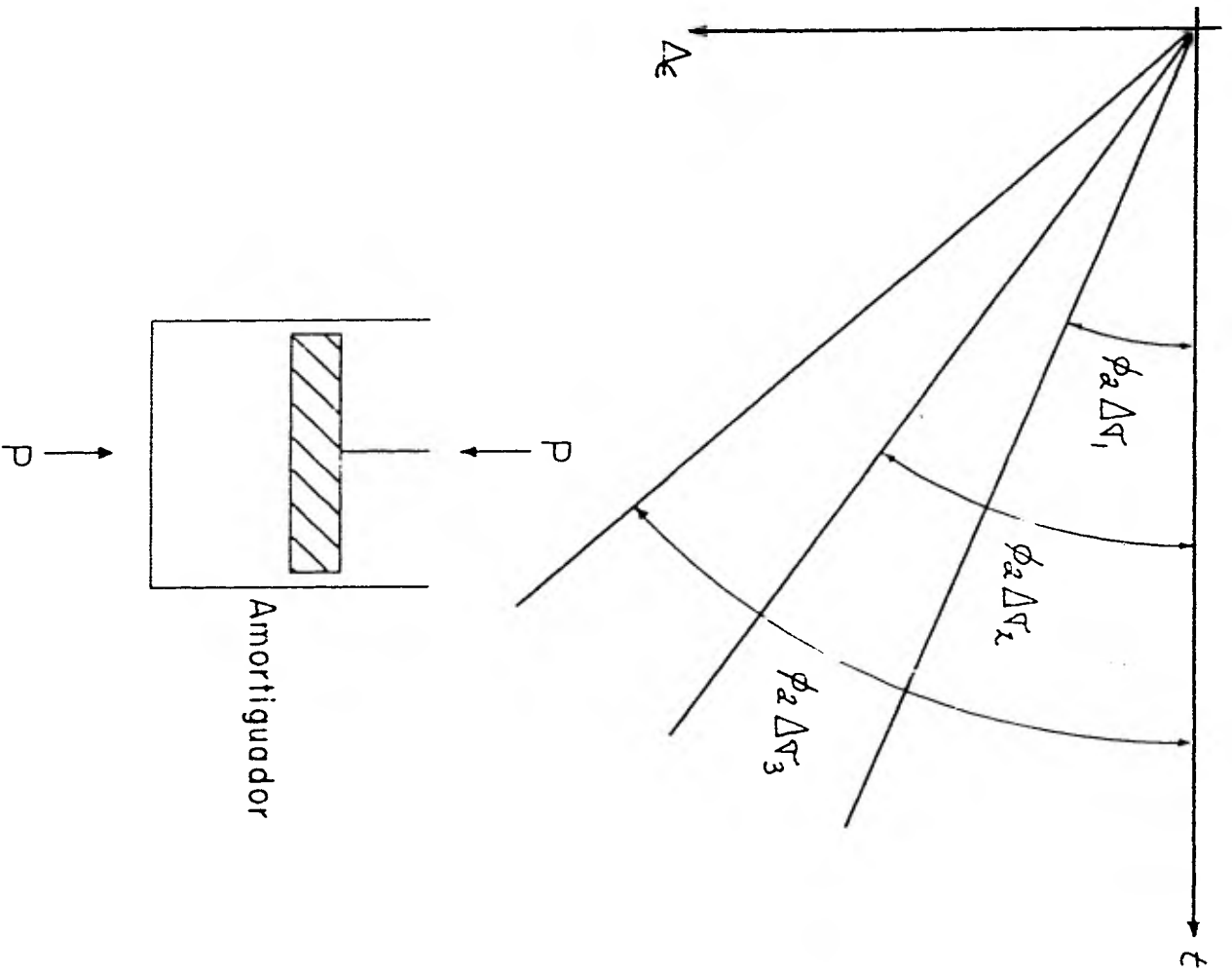


Figura 8 Fluido Newtoniano

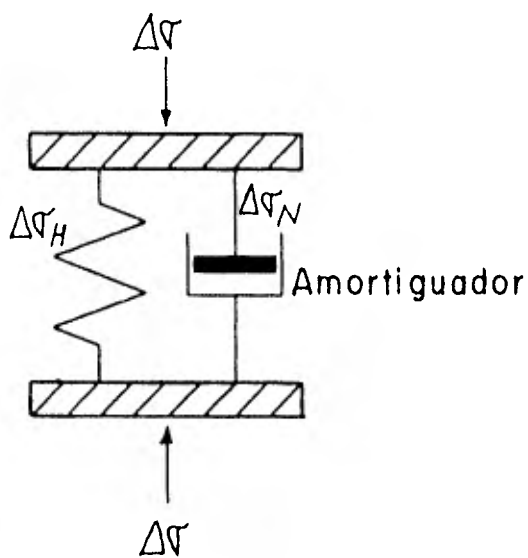
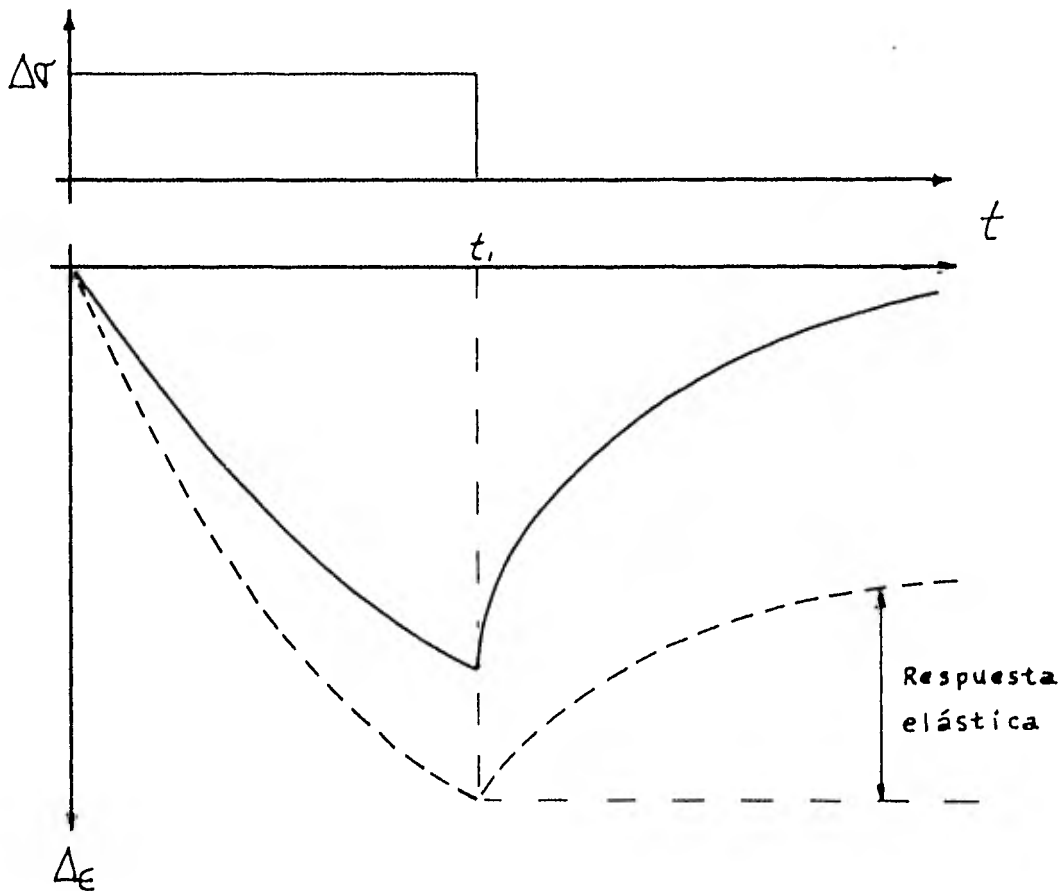


Figura 9 La Unidad Kelvin

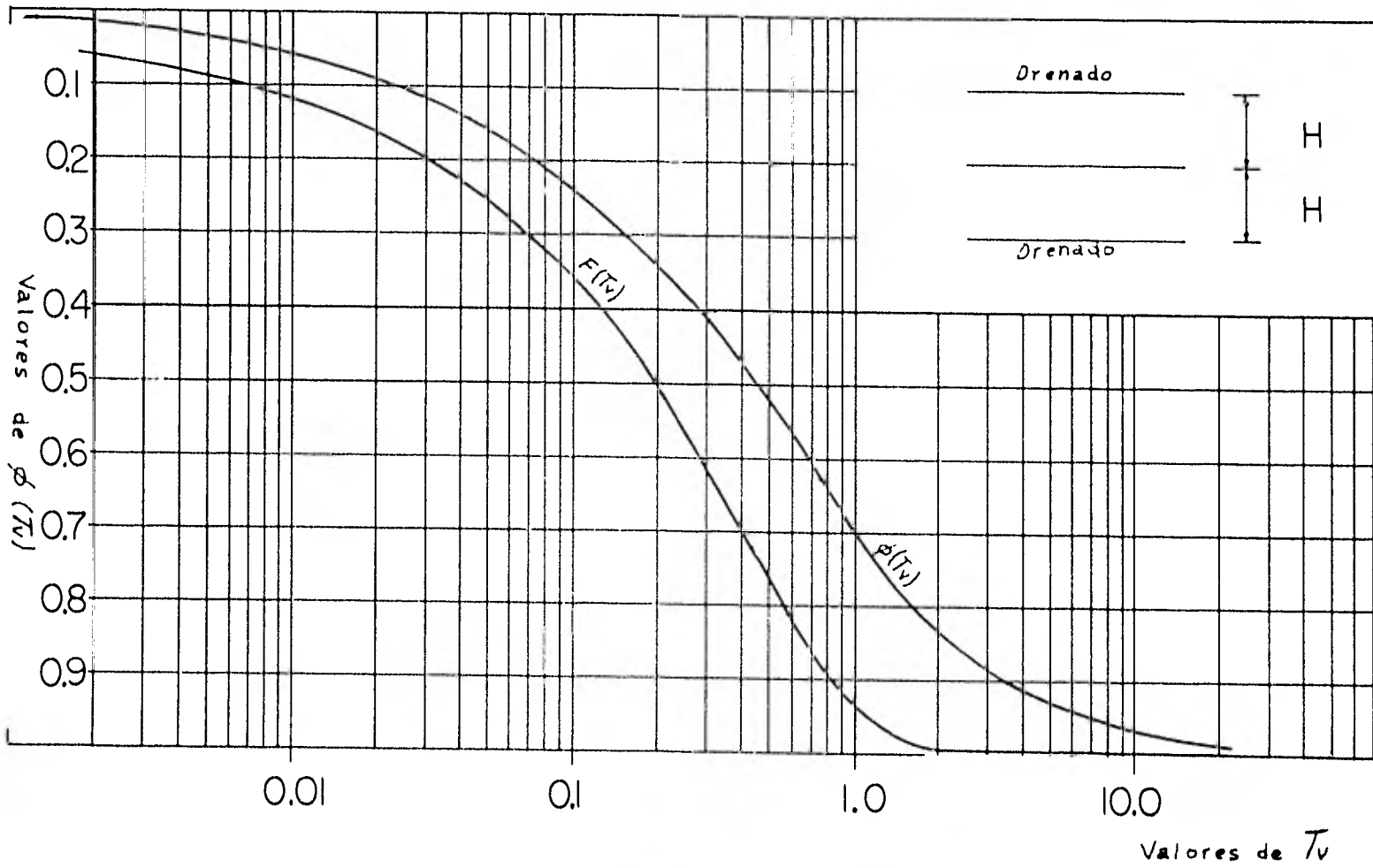


Figura 10 Las Funciones de consolidación

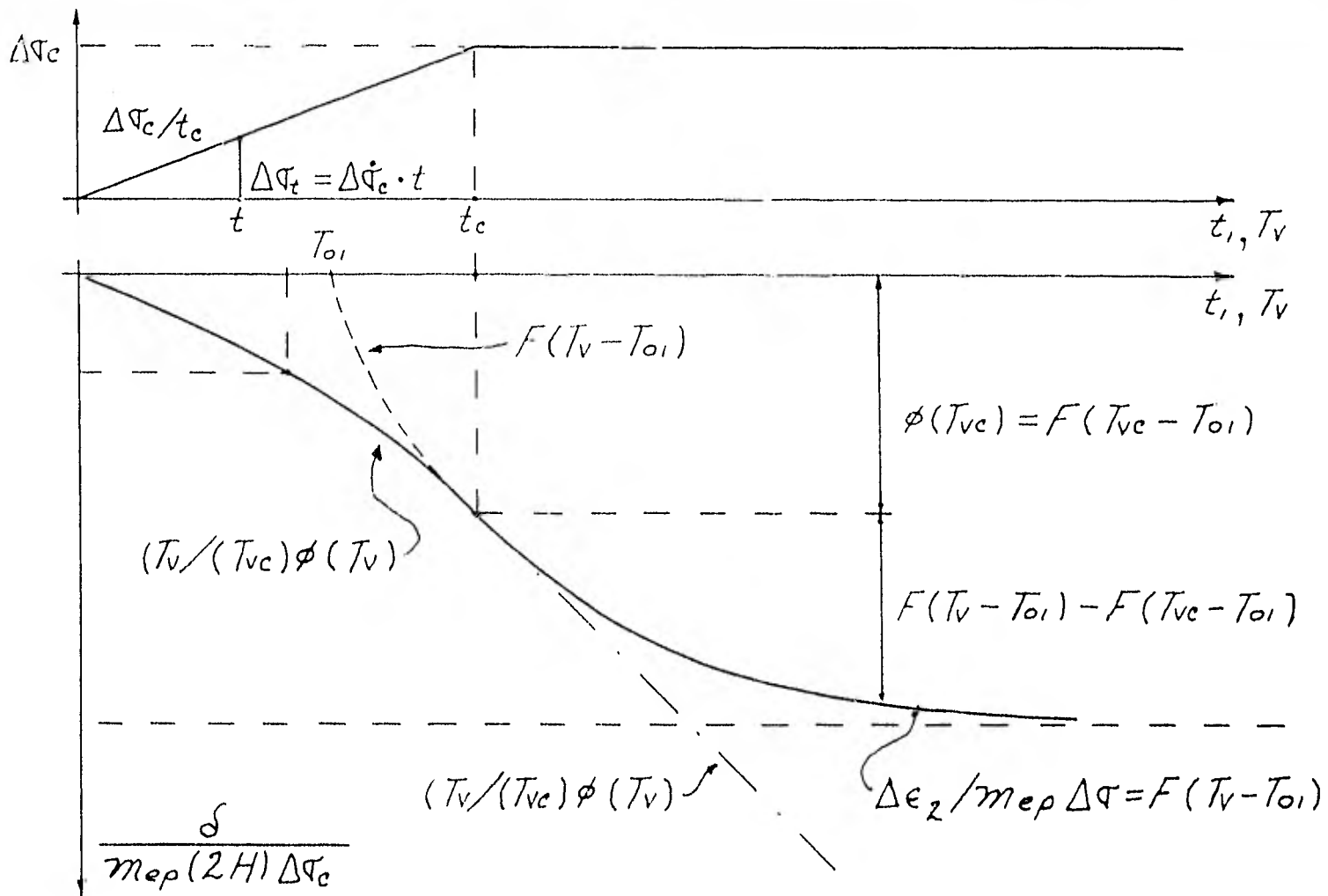


Figura 11 La Consolidación considerando período de construcción  $t_c$ .

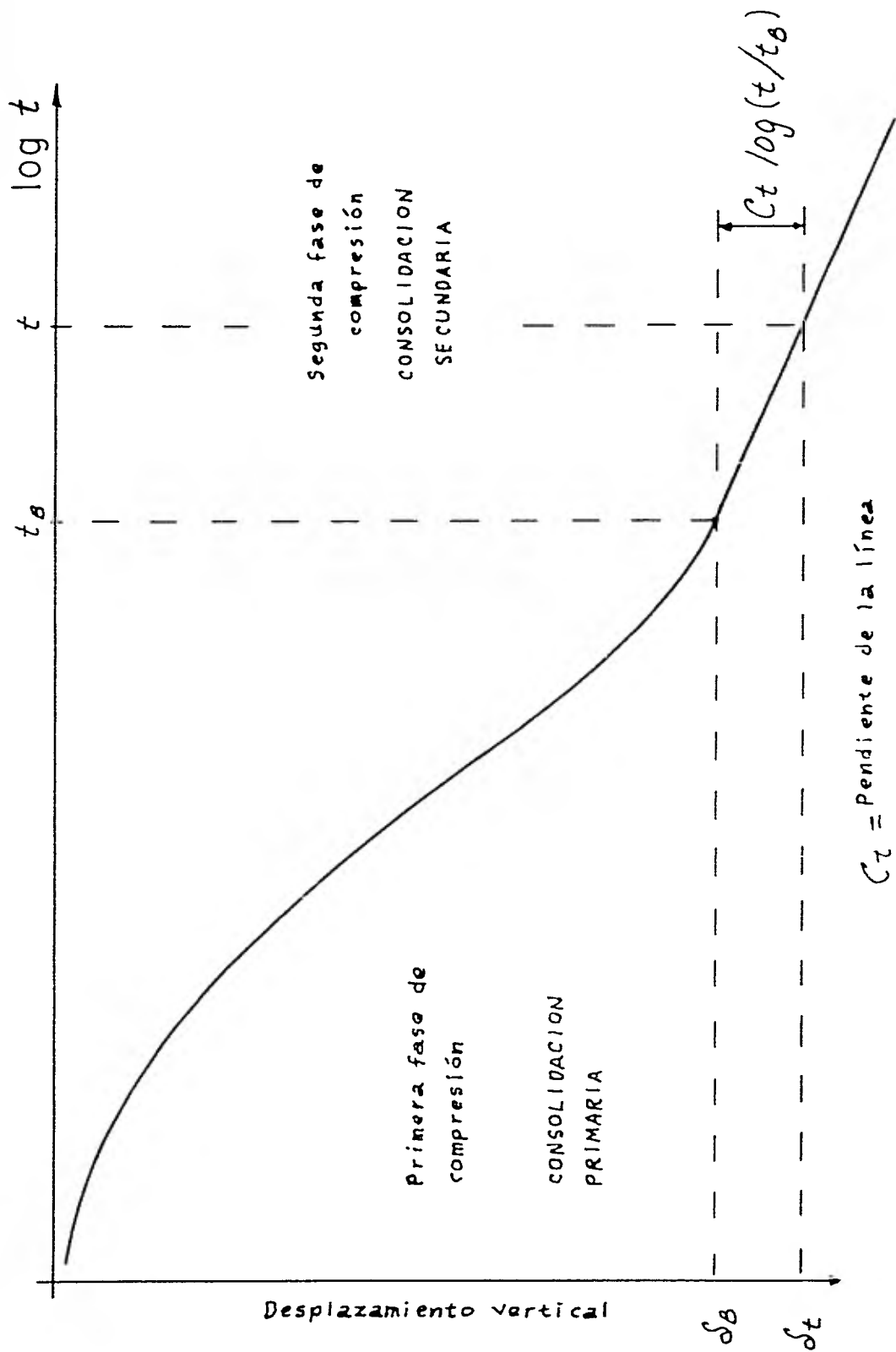


Figura 12 Prueba de consolidación

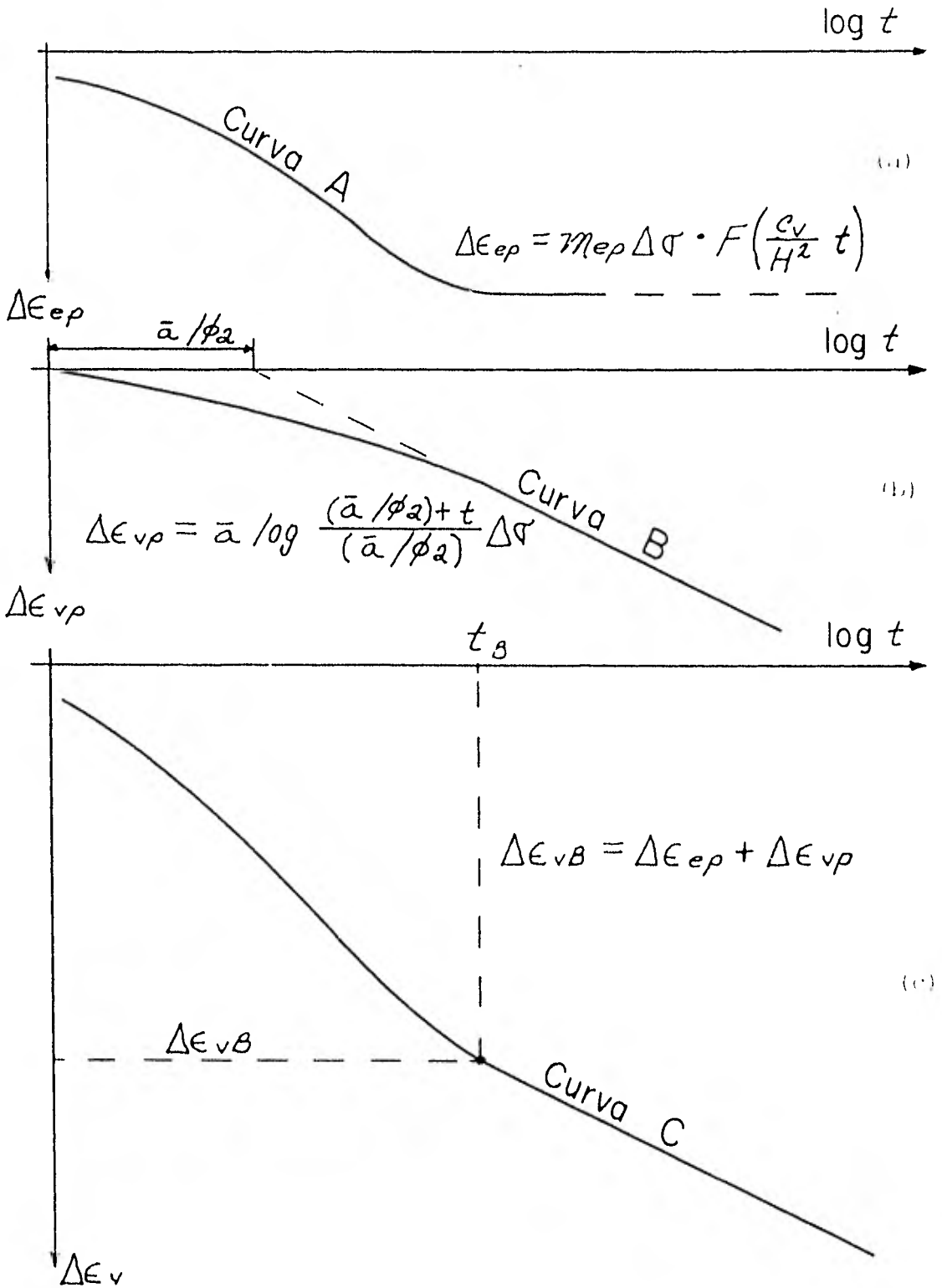


Figura 13 Componente de plasto-elasticidad y plasto-viscosidad en la compresión de un suelo fino

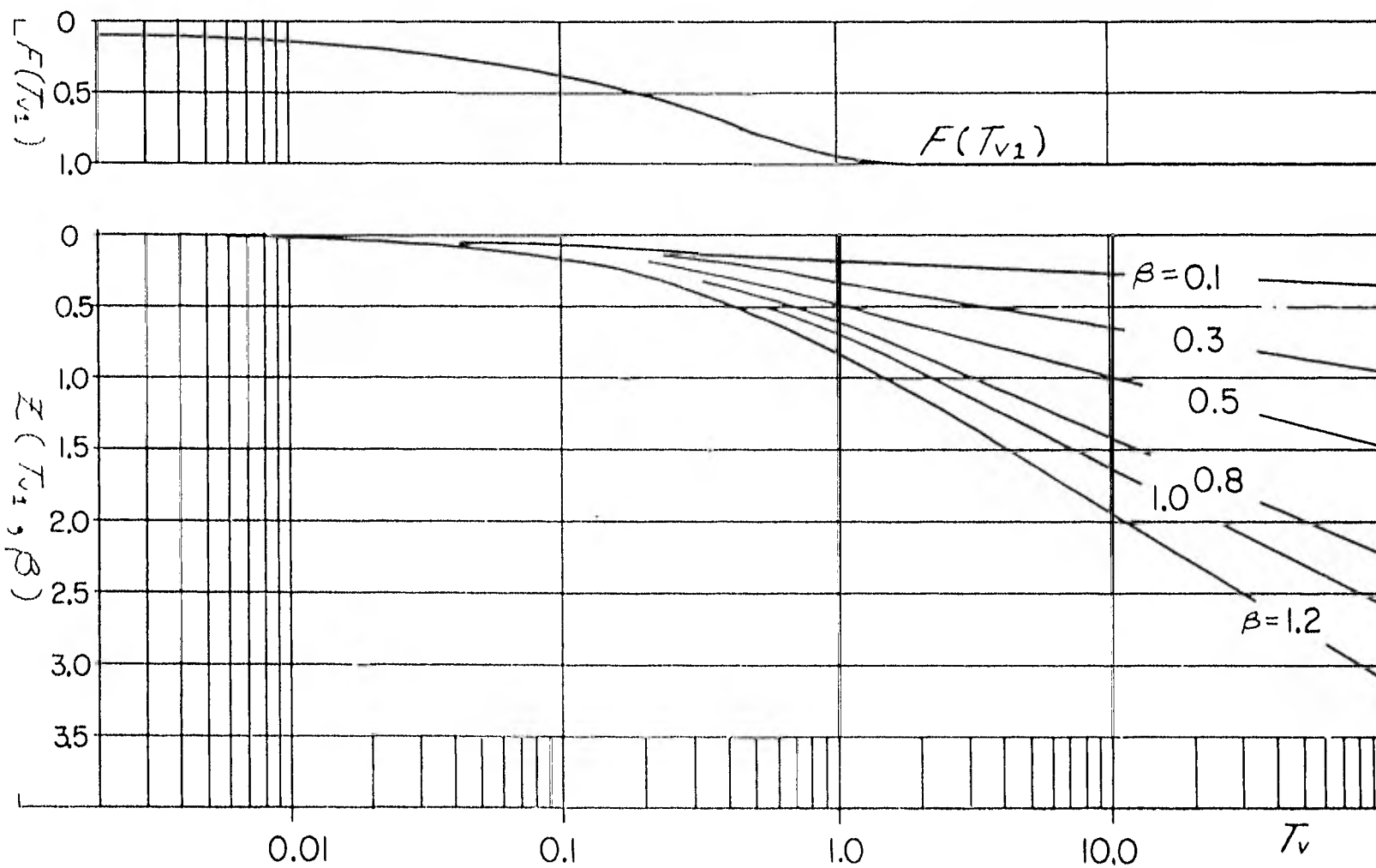


Figura 14 Valores de  $\beta \log [1 + (4.62/\beta) T_v]$



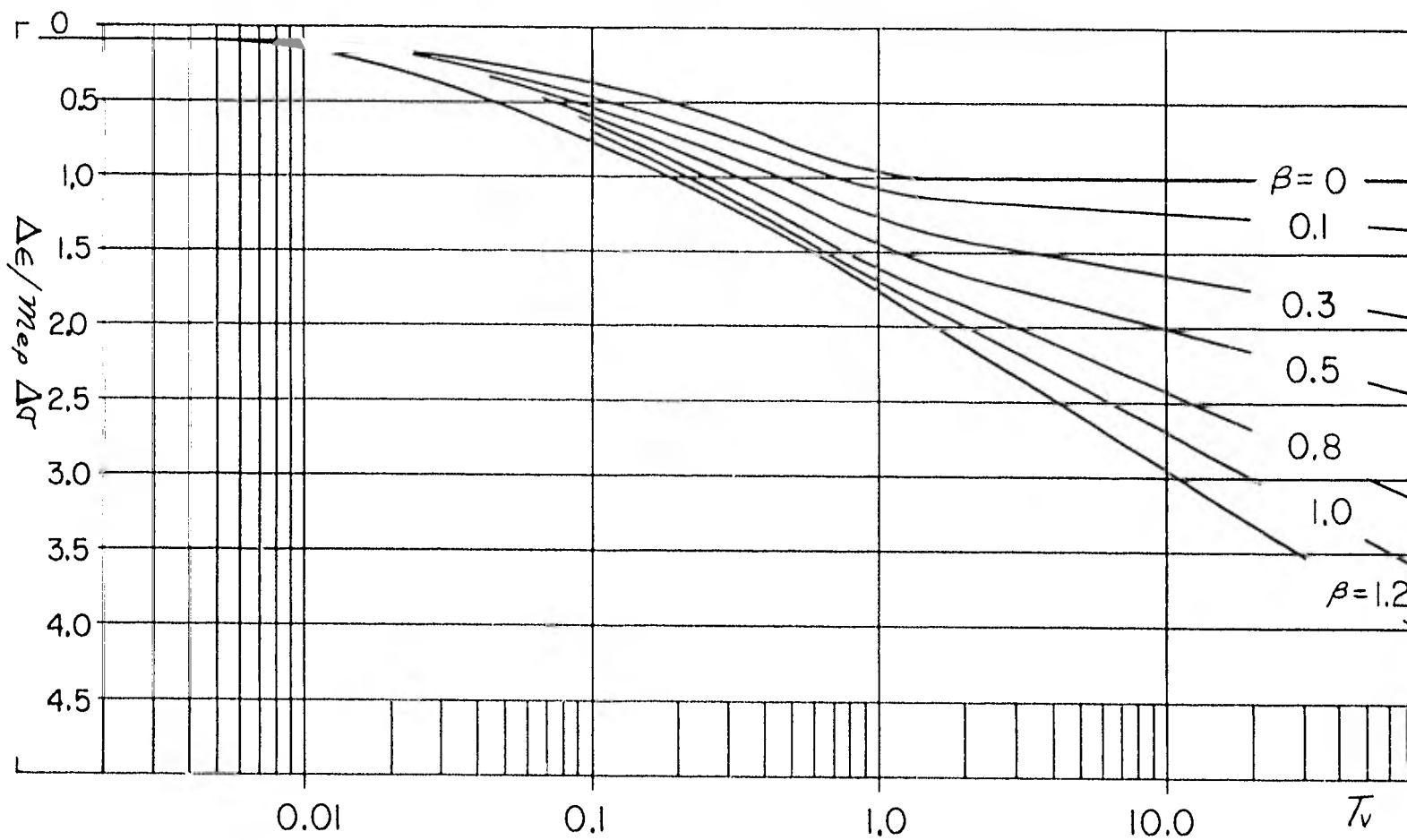


Figura 15. Valores de  $F(T_\nu) + \mathcal{L}(T_\nu, \beta)$

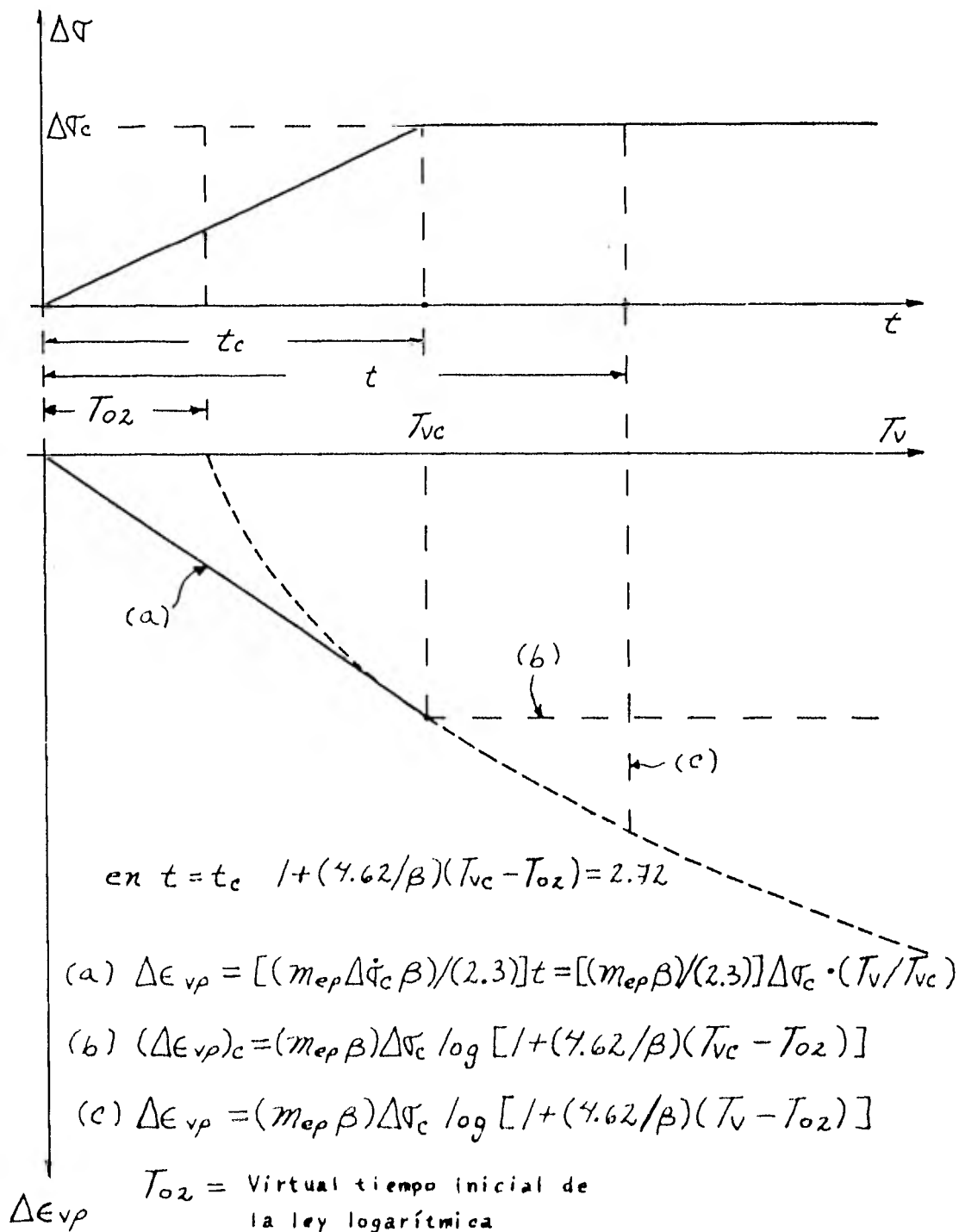


Figura 16 Deformación por viscosidad intergranular para aplicación lineal de carga.

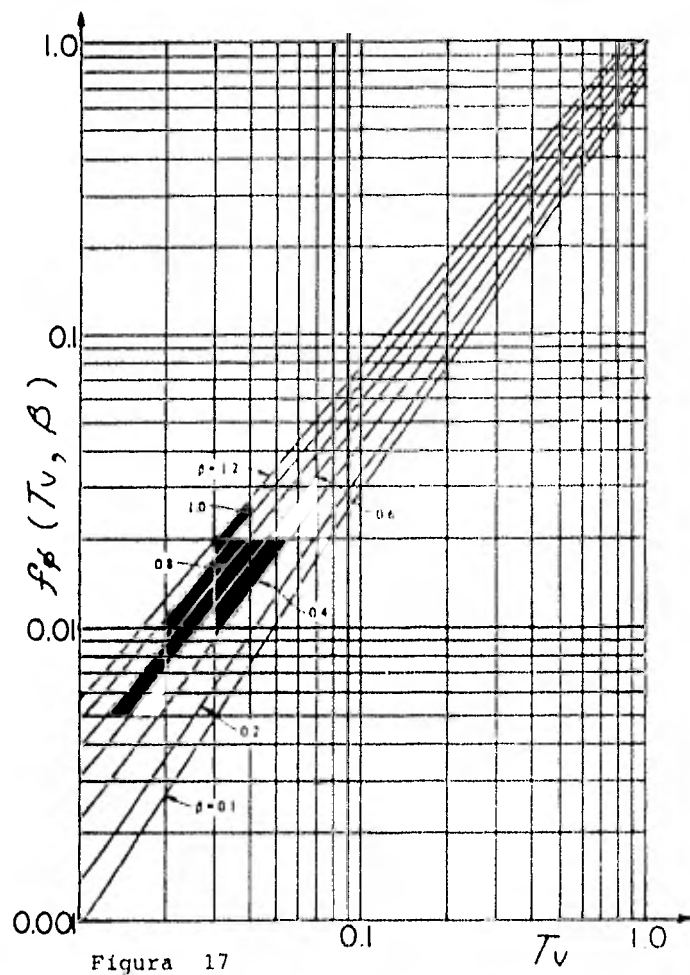


Figura 17

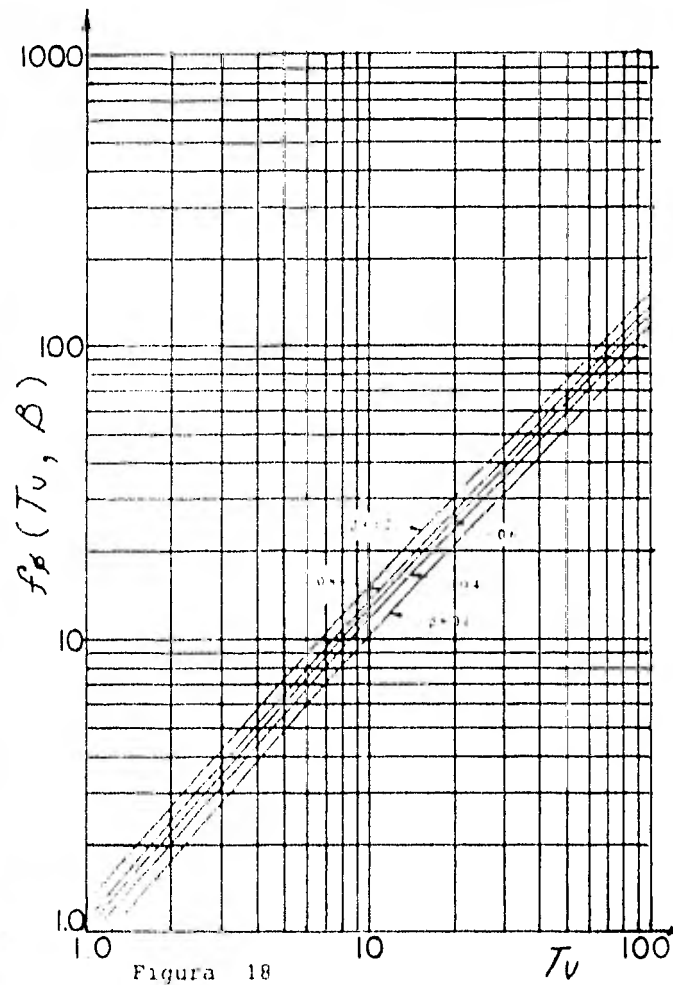


Figura 18

La función  $f_{\beta}(T_{\nu}, \beta)$  para valores de  $T_{\nu}$

Figura 19 La función  $f_{vp}(T_v - T_{vc}, \beta)$

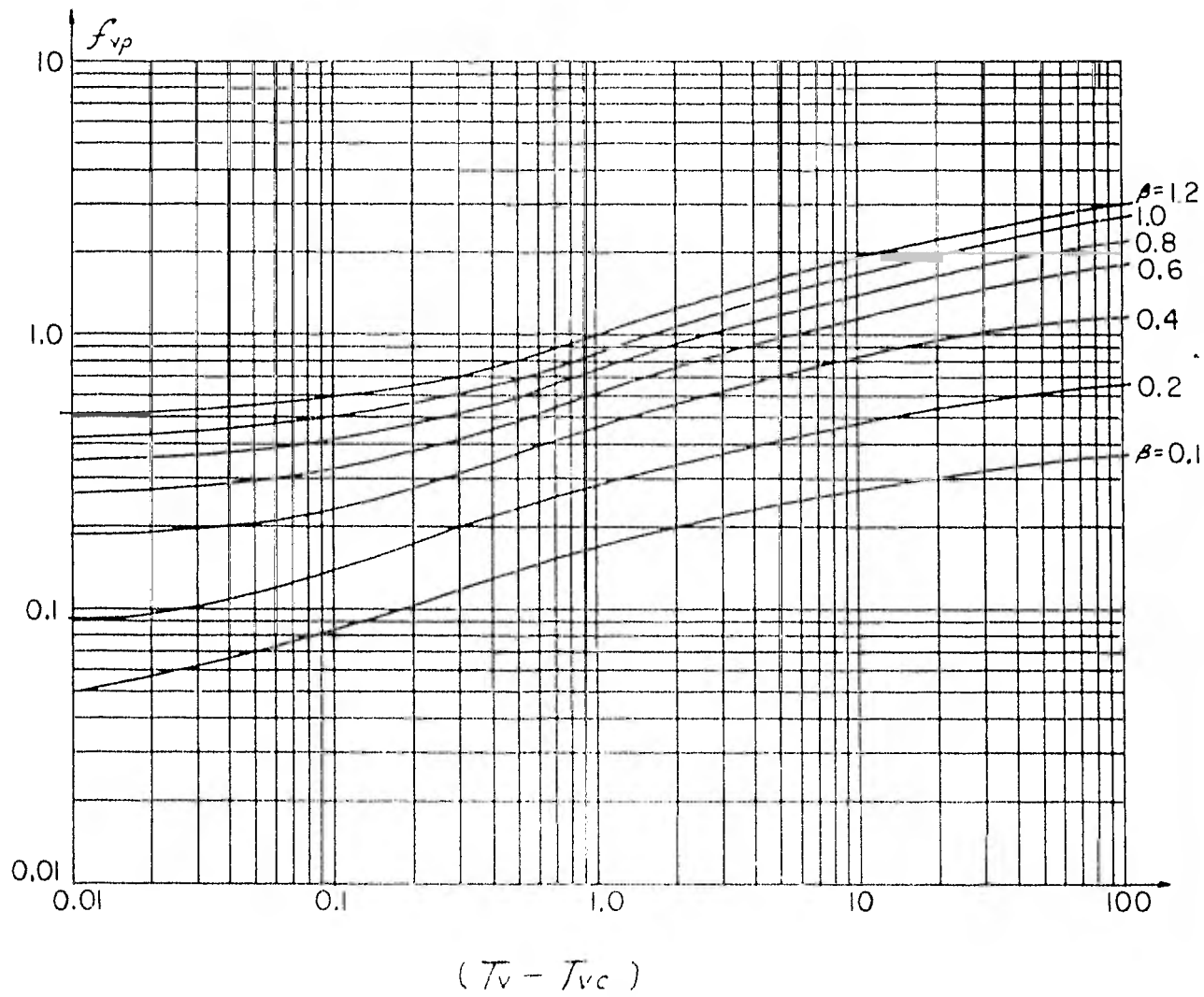
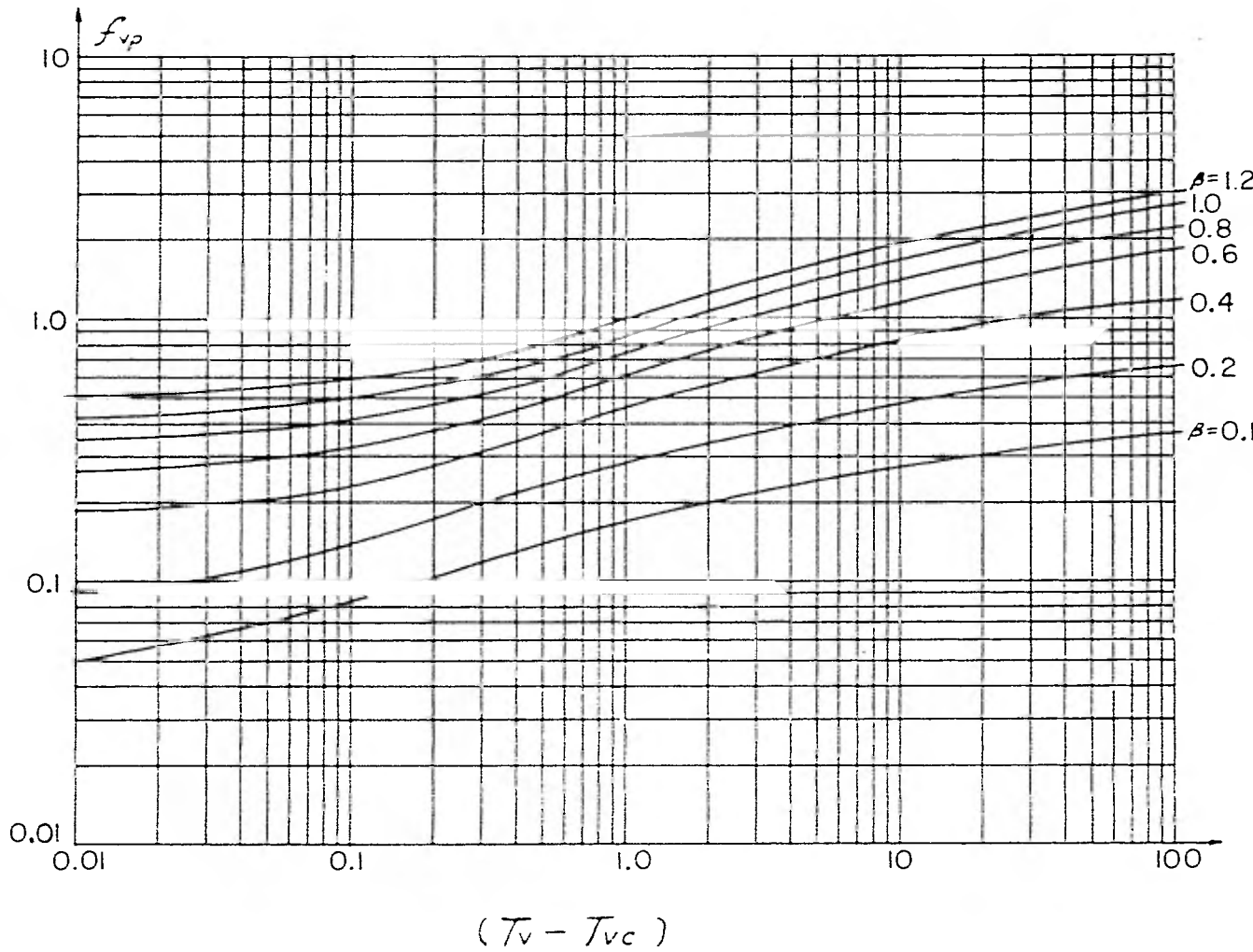


Figura 19 La función  $f_{vp}(T_v - T_{vc}, \beta)$



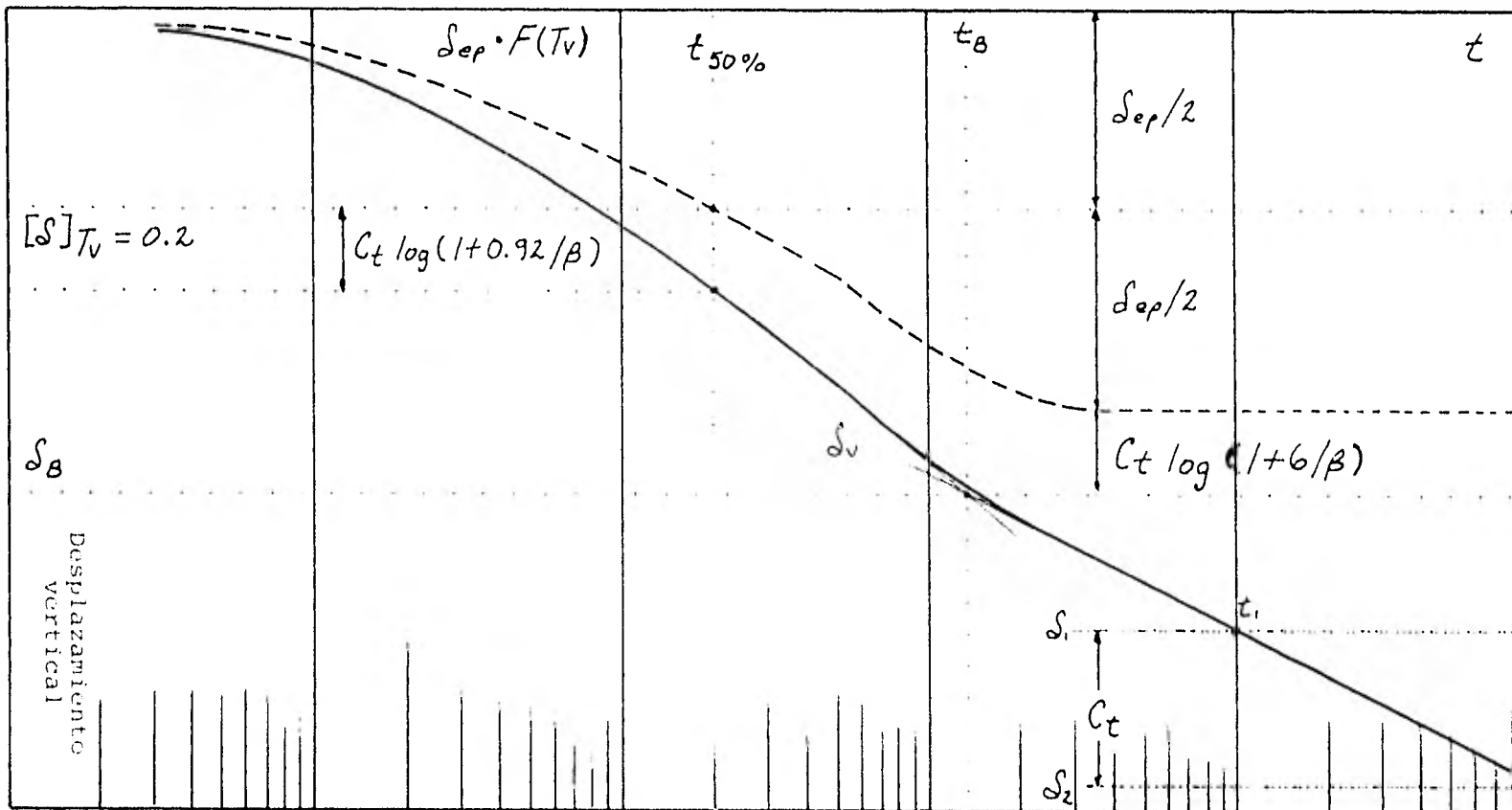


Figura 20 Determinación de los parámetros de consolidación.

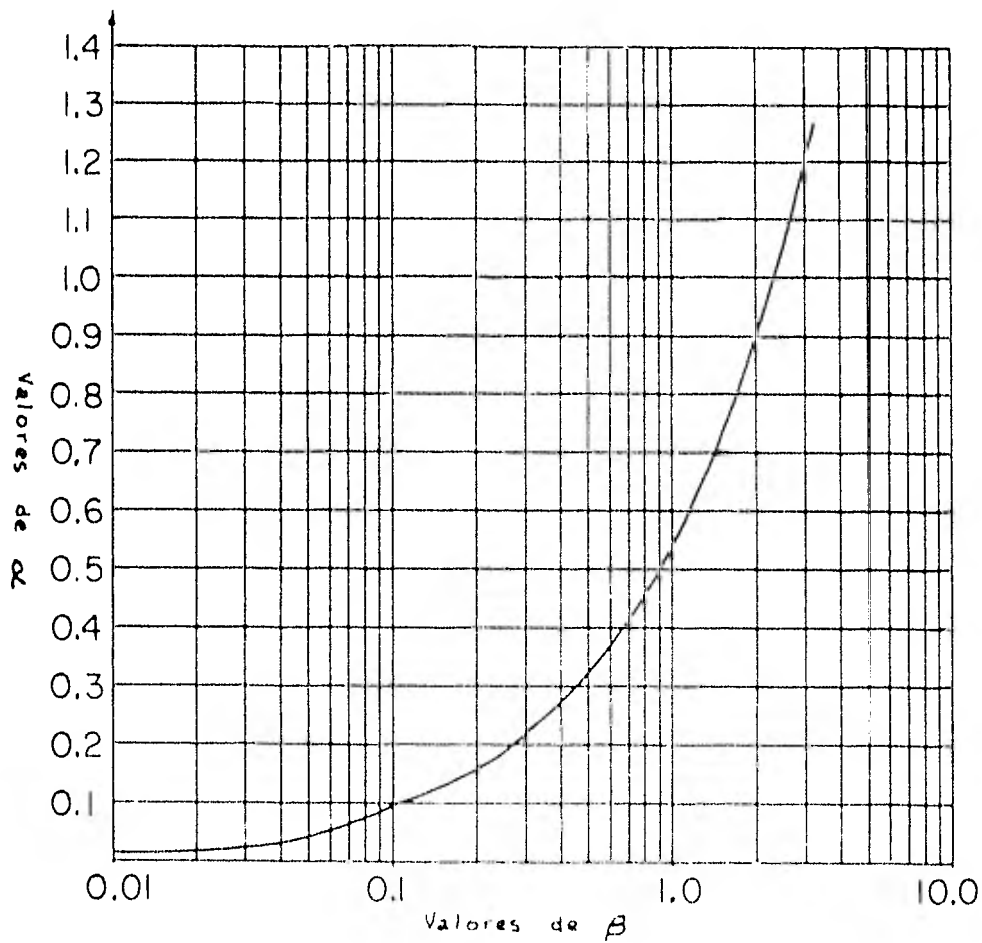


Figura 21 Función auxiliar  $1/\alpha = 1/\beta + \log(1 + 6/\beta)$

### III.2.1 COMPRESIBILIDAD DE SEDIMENTOS FINOS EN BASE A LA TEORIA

DEL DOCTOR EULALIO JUAREZ BADILLO.

INTRODUCCION.- En esta segunda parte del Capítulo III se dará a conocer en forma general, la teoría del doctor Eulalio Juárez-Badillo para manejar la compresibilidad de un suelo con un parámetro adimensional, con el fin de facilitar el ataque a los problemas prácticos, sin tener que recurrir a teorías demasiado elaboradas y que por lo mismo escapan a la comprensión del ingeniero que se enfrenta a los problemas reales en el terreno. Para integrar esta parte, se tomaron ideas del Doctor Juárez Badillo-vertidas en su libro de texto, del cual es coautor y de la memoria de la exposición de su teoría en el simposio de ingeniería civil e hidráulica en Bangalore, India (1965).

La teoría se da para los cambios volumétricos que tienen lugar en suelos, cuando se sujetan a cambios de esfuerzos y cuando estos esfuerzos, siguen una trayectoria de esfuerzo "regular", esto es, cuando las direcciones de los esfuerzos principales no cambian y donde la relación de los esfuerzos principales permanece constante; esto es:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \text{CONSTANTE}$$



uniformidad de esfuerzos y deformaciones unitarias.

En la prueba de consolidación estándar es su fase de compresión, se cumple que la trayectoria de esfuerzo es "regular", ya que - al variar el esfuerzo vertical, se hace variar proporcionalmente al esfuerzo horizontal, ya que éste depende del esfuerzo vertical y de  $K_0$ . Lo anterior no se cumple en la fase de descompresión.

### III.2.2 CONSOLIDACION ISOTROPICA Y EXPANSION

TEORIA.- La más simple de las pruebas triaxiales, es aquella - donde se mantienen los tres esfuerzos principales iguales, cuando sucede esto se tiene un estado de esfuerzos isotrópico. Estudiando este tipo de pruebas, en las que no se aplican al suelo esfuerzos cortantes, es posible sentar las bases, para una nueva interpretación de la compresibilidad de los suelos. Para -- ello, conviene recordar la ecuación que rige el comportamiento de un gas perfecto a temperatura constante. Tenemos que, si  $V$  es el volumen de un gas, sometido a una presión isotrópica  $\sigma$ , se tiene que para el gas perfecto, al variar  $\sigma$  o  $V$  :

$$V \sigma = \text{constante (ley de Boyle)} \quad (83)$$

Si derivamos la ecuación anterior obtenemos:

$$dV \cdot \sigma + V \cdot d\sigma = 0$$

escribiendo en otra forma la expresión anterior tenemos:

$$\frac{dV}{V} = - \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (84)$$

Esta ecuación, nos expresa que la deformación volumétrica instantánea  $dV/V$ , cuando la presión  $\sigma$  varía en un  $d\sigma$ , es proporcional a la cantidad  $d\sigma/\sigma$ , con un coeficiente de proporcionalidad igual a la unidad. El signo negativo en la expresión (84) resulta por la convención, ampliamente usada, de considerar a los esfuerzos de compresión como positivos.

La ecuación (84) tiene la importante virtud de ligar a dos cantidades adimensionales, con lo cual el coeficiente de proporcionalidad, igual a la unidad, resulta adimensional. Otra virtud de esta expresión y por lo tanto, de su integral, la ecuación (83), es la de que no se liga a ninguna situación "inicial". Es decir, no puede hablarse de un "volumen inicial sin deformación", por decir algo a presión  $\sigma = 0$ , o a algún otro valor finito. Si se llama a  $\sigma_0$  y  $V_0$  como un cierto estado arbitrario del gas, el nuevo volumen  $V$  a una presión  $\sigma$  estará dado por la expresión siguiente, que se obtiene de la ecuación (83):

$$\frac{V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-1} \quad (85)$$

pudiendo así conocer  $V$  a partir del nuevo valor de  $\sigma$  y usando el estado conocido  $(V_0, \sigma_0)$  arbitrario y al que podemos llamar estado inicial.

Estos conceptos se pueden aplicar a los suelos como se expone a continuación:

Sea  $V$  el volumen de una muestra de suelo, la cual ha sido consolidada al esfuerzo normal octaédrico  $\sigma$  (esfuerzo isotrópico). - Sea el esfuerzo  $\sigma$ , mayor que el esfuerzo de consolidación  $\sigma_p$ , es decir, estamos en la rama virgen de la curva de compresibilidad. Sea  $d\sigma$  un incremento infinitesimal en el esfuerzo y sea  $dV$  su correspondiente cambio infinitesimal en el volumen. -- Con todo lo anterior se puede postular una ley de compresibilidad semejante a la ecuación (84), pero matizada por un coeficiente de proporcionalidad al que nombraremos  $\gamma$ , el cual es un parámetro adimensional y que será el "coeficiente de compresibilidad" del suelo y que siempre será menor a la unidad, es decir,  $0 < \gamma < 1$ , así que:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (86)$$

Si integramos la ecuación anterior y consideramos que  $V_0$  y  $\sigma_0$ , son el volumen y el esfuerzo respectivamente, tenemos que:

$$\int_{V_0}^V \frac{dV}{V} = -\gamma \int_{\sigma_0}^{\sigma} \frac{d\sigma}{\sigma}$$

$$\left[ \ln V \right]_{V_0}^V = -\gamma \left[ \ln \sigma \right]_{\sigma_0}^{\sigma}$$

$$\ln V - \ln V_0 = -\gamma (\ln \sigma - \ln \sigma_0)$$

$$\ln \frac{V}{V_0} = -\gamma \left( \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} \right) \quad (87)$$

y finalmente

$$\frac{V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (88)$$

Compárese esta ecuación con la (85) que corresponde a un gas perfecto y para el cual  $\gamma = 1$ .

La ecuación (88) la podemos escribir como:

$$V = V_0 \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} \quad (89)$$

Si  $\Delta V$  es el incremento en el volumen, definido por  $\Delta V = V - V_0$  la expresión (8) se puede transformar para obtener la deformación volumétrica unitaria. Tenemos que

$V = V_0 + \Delta V$ , por lo tanto:

$$V_0 + \Delta V = V_0 \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma}$$

$$\frac{V_0 + \Delta V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma}$$

$$1 + \frac{\Delta V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma}$$

Y finalmente tenemos que la deformación volumétrica unitaria está dada por:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (90)$$

Nótese que el coeficiente de compresibilidad  $\gamma$ , se puede obtener de la expresión (87) como;

$$\gamma = - \frac{L n \frac{V}{V_0}}{L n \frac{\sigma}{\sigma_0}} \quad (91)$$

donde  $(\sigma_0, V_0)$  y  $(\sigma, V)$  corresponden a dos puntos de la rama virgen de la curva de compresibilidad, obtenida en una prueba de laboratorio.

Para la rama de expansión de la curva de compresibilidad cuando  $\sigma < \sigma_p$ . (Nótese que en este caso  $\sigma_p$  representa al máximo esfuerzo bajo el cual el suelo se ha consolidado en el laboratorio y no al esfuerzo máximo al cual fue consolidado en el terreno que fue como lo usamos anteriormente), se postula una ley similar a la expresión (86):

$$\frac{dV}{V} = - \gamma_p \frac{d\sigma}{\sigma} \quad (92)$$

en donde  $\gamma_p$  es un nuevo parámetro adimensional. Si se integra la expresión (92) se obtendrían unas expresiones iguales a las (89) y (90) en donde sólo cambiaría  $\gamma$  por  $\gamma_p$ .

Así como llamamos a  $\gamma$  "coeficiente de compresibilidad", en forma similar llamaremos a  $\gamma_p$  "coeficiente de expansibilidad".

Una cantidad importante es la relación de  $\gamma$  y  $\gamma_p$ , que es:

$$\rho = \frac{\gamma_p}{\gamma} \quad (93)$$

donde  $0 \leq \rho \leq 1$ , a este coeficiente  $\rho$  se le denomina "relación expansibilidad-compresibilidad".

Obsérvese que si  $\rho = 1$ , la curva de expansibilidad y la de compresibilidad coincidirían y esto correspondería al caso de un -- suelo "idealmente elástico".

### III.2.3 PRUEBA DE CONSOLIDACION ESTANDAR Y CALCULO DE ASENTA- - MIENTOS

En esta sección se aplica la teoría presentada en la sección anterior, a la prueba de consolidación estándar.

El Doctor Juárez Badilla mostró que la prueba de consolidación - estándar es una "prueba regular", para la rama virgen, como se -- mencionó anteriormente y no lo es para la rama de expansión. --

Por lo tanto, el coeficiente de compresibilidad  $\gamma$  se puede obtener de la prueba de consolidación. Y por ejemplo, para obte-- ner la deformación volumétrica unitaria, podemos escribir a esta ecuación en forma similar a la ecuación (90):

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \left( \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (94)$$

donde  $\sigma_v$  es el esfuerzo vertical, aplicado a la probeta de suelo en la prueba de consolidación.

Otra forma de visualizar a la  $\gamma$  obtenida en esta prueba, es la de ver que representa a la pendiente de la rama virgen, con el -

signo cambiado, o más exactamente que  $(-\gamma)$  es la pendiente de la rama virgen, cuando se grafican con escalas logarítmicas tanto los esfuerzos  $\sigma$ , así como los volúmenes  $V$ . Véase la Fig.-22. En este caso la  $\gamma_p$  que se observa en la figura, como se obtuvo de una prueba de consolidación, no tiene el mismo sentido que el que se le da en la teoría, ya que en la rama de expansión el esfuerzo lateral decrece en un grado más pequeño que el esfuerzo vertical y existe un instante para el cual ambos son iguales para la mayor parte de los suelos. Este hecho invalida un razonamiento similar al usado para la rama virgen. Es importante, cuando se usa la curva de compresibilidad para el cálculo de asentamientos, tomar en cuenta la que conocemos como "rama de recompresión", que al graficarla en escalas como las de la Fig. 22 podemos observar que no queda como una línea recta, sin embargo, para fines prácticos, ajustaremos lo mejor posible una línea recta que represente a esta rama y que se una con la rama virgen; al hacer esto se pierde precisión, pero para fines prácticos admitiremos que esa recta representa a la rama de recompresión. Así que con lo anterior estamos definiendo a un nuevo parámetro al que nombraremos  $\gamma_r$  de recompresión. Véase nuevamente la Fig. -22.

Dicho lo anterior, se notará que se puede obtener una expresión para el cálculo de asentamientos, para el caso especial de la consolidación unidimensional, esto es, para la consolidación debida a los desplazamientos de las partículas de un suelo en una-



sola dirección.

Si llamamos  $H$  al espesor de un estrato compresible y aceptamos que se comprime en forma unidimensional, estaremos de acuerdo - que para estas condiciones, la deformación volumétrica unitaria es; de acuerdo con la ecuación (94).

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \left( \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (95)$$

Se puede decir que aunque el estrato sea grueso, se puede garantizar que la  $\gamma$  que se obtiene de la prueba de consolidación, es representativa de todos los puntos imaginarios a lo grueso - del estrato, pero para un cálculo más preciso. Lo mejor es tomar estratos de un espesor pequeño, que serán una fracción del espesor total del estrato al que hemos llamado  $H$ . Si al espesor de ese estrato pequeño lo llamamos  $d\bar{x}$ , tenemos que para él, la deformación volumétrica unitaria está dada por:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta d\bar{x}}{d\bar{x}} = \left( \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (96)$$

Además, sabemos que  $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$ ; así que, sustituyendo en la ecuación (96) lo anterior; tenemos que:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta d\bar{x}}{d\bar{x}} = \left( \frac{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1$$

que escrito en otra forma nos queda:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta d z}{d z} = \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1 \quad (97)$$

Ya hemos dicho antes, que para ganar precisión, hemos dividido a nuestro grueso estrato de espesor  $H$ , en varios pequeños estratos de espesor  $d z$ . Considerando lo anterior podemos escribir que:

$$H = \sum_{i=1}^n d z_i \quad (98)$$

donde  $n$ , es el número de pequeños estratos en que hemos dividido al estrato total, Tomando en cuenta la ecuación (97) podemos decir en forma discreta que:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_{vi}}{\sigma_{v0i}} \right)^{-\gamma} - 1 \right] d z_i \quad (99)$$

y en forma continua tenemos que:

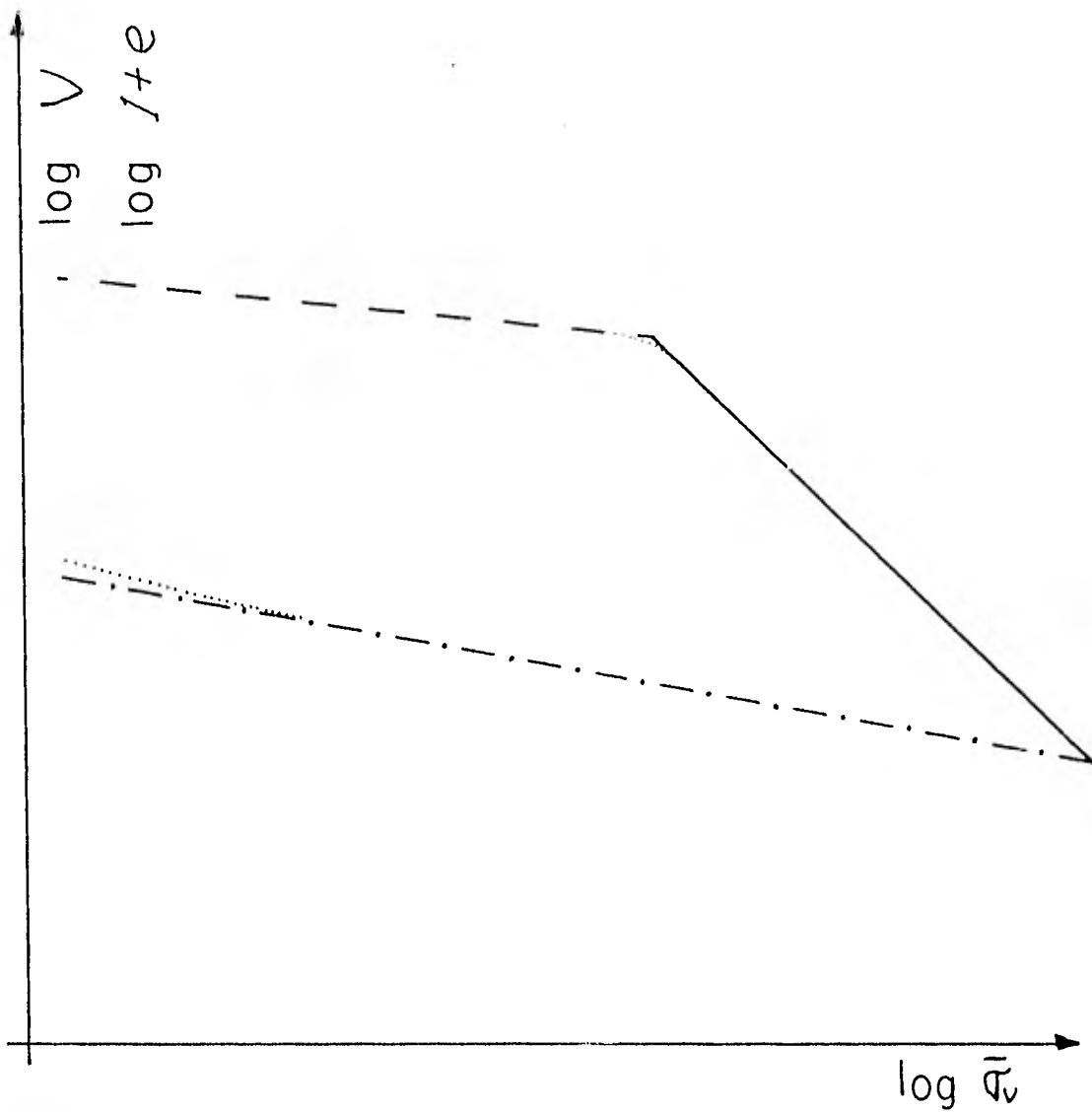
$$\Delta H = \int_{z_1}^{z_2} \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1 \right] d z \quad (100)$$

donde  $z_1$  y  $z_2$  son las profundidades de los planos límite del estrato y  $\Delta \sigma_v$  es el incremento del esfuerzo vertical aplicado en forma uniforme en un plano horizontal.

En un estrato homogéneo desde el punto de vista de la compresibilidad, si la variación de  $\Delta\sigma_v / \sigma_{v0}$  es pequeña se puede escribir:

$$\Delta H = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \right)^{-\gamma} - 1 \right] H \quad (101)$$

en la práctica este es el caso, cuando el estrato compresible no es muy grueso y no está localizado muy cerca de la superficie del suelo.



- ..... COMPORTAMIENTO REAL
- - - -  $\gamma_r$
- $\gamma$
- . . . .  $\gamma_p$

Figura 22

### III.3. ANALISIS ENERGETICO EN SUELOS COMPRESIBLES

El material de investigación que se presenta en esta tercer parte del Capítulo III, es original del autor de esta tesis y constituye una forma de analizar las energías involucradas en el proceso de compresibilidad de suelos finos saturados. Este trabajo es sólo una introducción al análisis de este fenómeno por este camino. Se estará de acuerdo en que falta mucha labor de investigación, pero se presenta un estudio original y hasta donde se lleva realizado.

En primer lugar queremos llamar la atención, al hecho de que al graficar una curva de compresibilidad de un suelo, realizada en el consolidómetro (en donde se supone al menos que la temperatura durante la prueba ha permanecido constante); se hace en un plano que tiene como ejes a las variables esfuerzo contra volumen ( si se grafican esfuerzos contra oquedades, se puede hacer que sean proporcionales a los volúmenes si a la oquedad se le agrega la unidad ). Lo anterior hizo recordar, la forma en que se grafica la variación del volumen de un gas al variar su presión ( o esfuerzo ). Compárense las curvas de compresibilidad para un gas y para un suelo fino saturado en la Fig. 23.

Se recordó, la forma en que se realiza la prueba para conocer cómo varía el volumen del gas al variar el esfuerzo y manteniendo-

la temperatura constante. Esta prueba se realiza con la ayuda - de un cilindro, en él se confina al gas, quedando éste limitado- por las paredes del cilindro y un émbolo que se supone se desliza sin rozamiento. Se pensó después, buscando más puntos de contacto entre los dos fenómenos que el anillo que confina a la probeta a deformación lateral cero, no es otra cosa que un cilindro y la piedra porosa junto con la placa rígida, que se deslizan al reducirse el volumen de la probeta de suelo fino saturado son el equivalente al émbolo.

Aquí es importante establecer las diferencias entre el gas y la- probeta de suelo fino saturado. Cuando el gas reduce su volumen es por el hecho de que las moléculas del gas se acercan más unas a las otras, pero la cantidad de materia del gas sigue siendo la misma. En el caso de la probeta de suelo fino saturado, la dis- minución de volumen es por el hecho de que el agua es expulsada- de los poros que la contienen al incrementar el nivel de esfuer- zo; para este caso la cantidad de materia que se tenía original- mente ha disminuído a causa del agua expulsada.

Podemos decir que el sistema formado por el gas en el cilindro-- émbolo está formado por una sola fase que es la gaseosa. Para - el sistema formado por el suelo fino saturado, podemos decir, -- que está formado por la fase sólida, la líquida y en mucho menor grado la gaseosa ( como gas disuelto en el agua y que para fines

prácticos la consideramos igual a cero en un suelo saturado ). -

De termodinámica elemental sabíamos que cualquier área defini- -  
da en un plano de esfuerzos contra volúmenes, representa traba -  
jo o energía y decidimos analizar desde este punto de vista la -  
compresibilidad de suelos finos saturados.

Obsérvese la Fig. 24. En la gráfica de esta figura se muestran -  
varias trayectorias de estados para un mismo suelo fino satura -  
do, cuando se varía el esfuerzo bajo el que se encuentra, incre -  
mentándolo cada  $\Delta t$  . En el preciso instante en que concluye -  
el plazo de tiempo para cada trayectoria, se registra el valor -  
del volumen e inmediatamente se vuelve a incrementar el esfuer -  
zo. Se puede razonar que las únicas trayectorias en donde los -  
estados del suelo son estables (se considera que el estado del -  
suelo es estable, cuando sus propiedades ya no cambian con el -  
tiempo; en este caso la propiedad más importante es el volumen) ;  
son aquellas cuando  $\Delta t = 0$  y cuando  $\Delta t \longrightarrow \infty$  ; aunque también  
se verá que no son trayectorias reales. Para la condición  $\Delta t = 0$   
se observa que no se podría incrementar el esfuerzo indefinida -  
mente sin que el tiempo avanzara y para  $\Delta t \longrightarrow \infty$  los incre -  
mentos de esfuerzo se harían en plazos tan largos, que perdería -  
todo significado práctico, así que son estables pero no existen -  
en la realidad. Las trayectorias intermedias pueden existir en -  
la realidad, pero unen estados instantáneos, es decir, no son -

estables a través del tiempo.

Las ideas manejadas anteriormente llevaron a establecer un tiempo estándar para la aplicación de un nuevo incremento de esfuerzo en las pruebas de consolidación. Hoy se recomienda permitir un plazo de 24 horas a cada incremento de esfuerzo; desconocemos si sea el tiempo óptimo, aunque quizá sea el más práctico. En la gráfica de la Fig. 24 el área bajo cada trayectoria entre  $\sigma_1$ , y  $\sigma_5$  significa energía en forma de trabajo; más adelante se discutirá esto con mayor amplitud.

Conociendo que sólo la energía es capaz de provocar cambios en la naturaleza, consideramos que la expulsión del agua en un suelo fino saturado, representaba un cambio en las condiciones del suelo, así que nos propusimos encontrar una forma de evaluar la cantidad de energía que se necesita para expulsar el agua, para un cierto nivel de esfuerzo. Nos preguntamos que seguramente al incrementar el esfuerzo de una probeta de suelo fino saturado (después de haber tenido un estado casi estable, por la baja deformación que había registrado en las últimas horas bajo el esfuerzo anterior), se le aportaba una cantidad de energía y una parte -- servía para expulsar al agua al mover a la masa de ésta con diferentes velocidades, altas en un principio y menores después hasta llegar a cero si el proceso se estabiliza; lo anterior no es otra cosa que estar hablando de energía cinética en el agua. --



Otra parte de esa cantidad inicial de energía, serviría para deformar al esqueleto estructural y de esta forma disminuir el volumen y quizá acumular cierta cantidad de energía por propiedades elásticas del material. La solución a estas incógnitas nos la dio el hecho de graficar una prueba de consolidación con todos sus procesos, en un plano que tenga como ejes esfuerzos contra volúmenes y en escalas aritméticas.

Obsérvese la Fig. 25. En la gráfica de esta figura se muestra la curva de compresibilidad de un suelo fino saturado. La condición  $(\sigma_0, V_0)$  representa a la probeta con su máximo volumen bajo la presión atmosférica y a la cual todavía no se le aplica esfuerzo manométrico. La condición  $(\sigma_1, V_0)$  representa a las condiciones de la probeta cuando todavía no reduce su volumen y ya se encuentra bajo la acción del esfuerzo  $\sigma_1$ , esta condición representa a un estado instantáneo, es decir, un estado que cambiará al transcurrir el tiempo. La condición  $(\sigma_1, V_1)$  representa al estado de la probeta cuando ha alcanzado el volumen  $V_1$ , después de 24 horas de encontrarse bajo el esfuerzo  $\sigma_1$ , a este estado lo consideraremos casi estable para efectos prácticos. En la gráfica se define un rectángulo de lados  $(V_1 - V_0)$  y  $(\sigma_1 - \sigma_0)$ , además tenemos que la línea que nos une a los dos estados casi estables de 24 horas lo divide en dos triángulos -- (ver Fig. 25); si hemos acordado que cualquier área en un plano como el de la Fig. 25 representa energía, tenemos que, el trián-

gulo definido por los puntos  $(\sigma_0, V_0)$ ,  $(\sigma_1, V_0)$  y  $(\sigma_1, V_1)$  representa ni más ni menos a la energía necesaria para desalojar al agua hasta llegar a un estado de casi equilibrio después de 24 horas y el triángulo definido por los puntos  $(\sigma_0, V_0)$ ,  $(\sigma_1, V_1)$  y  $(\sigma_0, V_1)$  nos representa a la energía necesaria para deformar al esqueleto estructural y no hay duda que parte de esta energía se acumula por las propiedades elásticas de la probeta de suelo fino saturado. La cantidad de energía representada por áreas, se puede conocer calculando el área que la representa (con un planímetro por ejemplo) y multiplicando esta cantidad por la energía que representa una área unitaria en el plano.

El proceso que sigue al anterior en la Fig. 25 es el que va del estado con las condiciones  $(\sigma_1, V_1)$  al estado  $(\sigma_2, V_2)$ , - en este proceso, la probeta desaloja agua y la energía necesaria para efectuar este trabajo se puede conocer si se conoce el área del triángulo cuyos vertices son los puntos  $(\sigma_1, V_1)$ ,  $(\sigma_2, V_1)$  y  $(\sigma_2, V_2)$  y se multiplica esta área por la energía que representa una área unitaria del plano. El trapecio que se define a la izquierda del triángulo (ver Fig. 25), representa a la energía en forma de trabajo que se necesita para deformar al esqueleto estructural.

Los procesos siguientes definen como en el caso anterior un - -

triángulo a la derecha y un trapecio a la izquierda, ambos representando energía. Cuando llegamos a este punto nos preguntamos cómo demostrar que la energía total de que disponía la probeta para cada proceso (cada incremento de esfuerzo) era el rectángulo definido en la gráfica como la suma del trapecio y el triángulo y se nos ocurrió compararlo con la conocida fórmula siguiente:

$$\text{ENERGIA ( TRABAJO )} = \text{Fuerza X distancia} \quad (102)$$

Se nos ocurrió que en este caso la fuerza debería ser igual al esfuerzo que se aplica a la probeta por el área transversal de la misma y la distancia sería la deformación longitudinal de la probeta ( $dz$ ) (Ver Fig. 25). Y en efecto, al cuantificar las energías de una prueba de consolidación, pudimos demostrar experimentalmente que:

$$F_1 \times dz_1 = (\sigma_1 - \sigma_0) (V_1 - V_0)$$

$$F_2 \times dz_2 = (\sigma_2 - \sigma_0) (V_2 - V_1) \text{ donde}$$

$$F_2 = F_1 + F$$

$$F_3 \times dz_3 = (\sigma_3 - \sigma_0) (V_3 - V_2) \text{ donde}$$

$$F_3 = F_2 + F$$

y en la misma forma los procesos siguientes.

Si se quiere cuantificar la energía total que deformó al esqueleto estructural, desde el estado  $(\sigma_0, V_0)$  hasta el estado ---

$(\mathcal{V}_5, V_5)$ , ésta será el área bajo la curva de estados casi estables de 24 horas y multiplicada por la energía del área unitaria. Si se desea conocer la cantidad de energía que se utilizó para expulsar al agua desde el estado  $(\mathcal{V}_0, V_0)$  hasta  $(\mathcal{V}_5, V_5)$ , ésta será la suma de las áreas de los triángulos a la derecha de la curva de estados casi estables de 24 horas y por la energía del área unitaria.

Continuando con este nuevo enfoque de la compresibilidad de los suelos finos saturados, encontramos la forma de cuantificar la rapidez con que se transfiere energía al agua que se expulsa. Obsérvese la Fig. 26. La gráfica de esta figura es una ampliación del cuadrado punteado en la Fig. 25. En ella se observan varias líneas que unen al estado  $(\mathcal{V}_1, V_1)$  con los estados instantáneos que se van sucediendo antes de casi estabilizarse en el estado  $(\mathcal{V}_2, V_2)$ . Como se puede observar cada línea tiene marcado un tiempo del lado derecho, este tiempo indica que en ese instante sus condiciones  $(\mathcal{V}, V)$ , son las mostradas para ese lapso de tiempo a partir del momento en que se aplica el sobre esfuerzo.

Se puede establecer que la potencia media desarrollada sobre el agua expulsada del tiempo  $t = 0$  al tiempo  $t = 4$  seg. es el área rayada entre el tiempo en que esta área es barrida, así tenemos que:

$$\bar{W}_{AGUA} = \frac{\text{ENERGIA ( TRABAJO )}}{\text{TIEMPO}} = \frac{\text{AREA BARRIDA}}{4 - 0 \text{ seg.}} \quad (103)$$

y multiplicando esto por el área unitaria de energía.

Si deseamos la potencia con que se deforma el esqueleto estructural, para este mismo proceso, sólo habrá que calcular la ecuación 102 para la deformación que lleva la probeta a los 4 segundos, y dividirla entre 4 segundos.

$$\bar{W}_{TOT.} = F_2 \times dz_2 (4 \text{ seg.}) / 4 \text{ segundos} \quad (104)$$

y a lo que resulte, restarle lo obtenido en la ecuación 103; ya que el resultado de la ecuación 104 es la potencia media total de 0 a 4 segundos.

Consideramos que falta mucho por hacer, mucho por investigar; esperamos que este nuevo enfoque sirva para analizar la compresibilidad de los suelos finos saturados. Quizá alguna ley fenomenológica se oculte en relaciones energética y no en relaciones mecánicas.

Un hecho interesante que quizá podría ser explicado por este método es el que a continuación se describe. Parece ser que cuando a una probeta de suelo fino saturado, se le aplica un incremento alto de esfuerzo, la deformación de ésta es mayor que si -

se llega al mismo nivel de esfuerzo con varios incrementos menores. De demostrarse que esto sucede así y sin duda alguna, quizá la explicación del fenómeno podría ser la siguiente. Puede ser que al incrementar el nivel de esfuerzo en forma drástica, se provoca que el agua intersticial salga de la probeta a gran velocidad inmediatamente después de aplicar el incremento de esfuerzo; puede ser que esto provoque una pérdida grande de energía en forma de calor por la fricción del agua con las partículas sólidas. Es muy probable que se pueda demostrar que la deformación sea menor si se llega a un cierto nivel de esfuerzo -- con varios incrementos menores, que si se llega a este mismo nivel con pocos incrementos de esfuerzo.

De ser cierto lo anterior se demostraría que la forma en que se usa actualmente la curva de compresibilidad no es correcta, ya que su trayectoria dependería de la forma de incrementar los esfuerzos en la probeta. Sería interesante entonces el tratar de correlacionar esto por medio de relaciones energéticas.

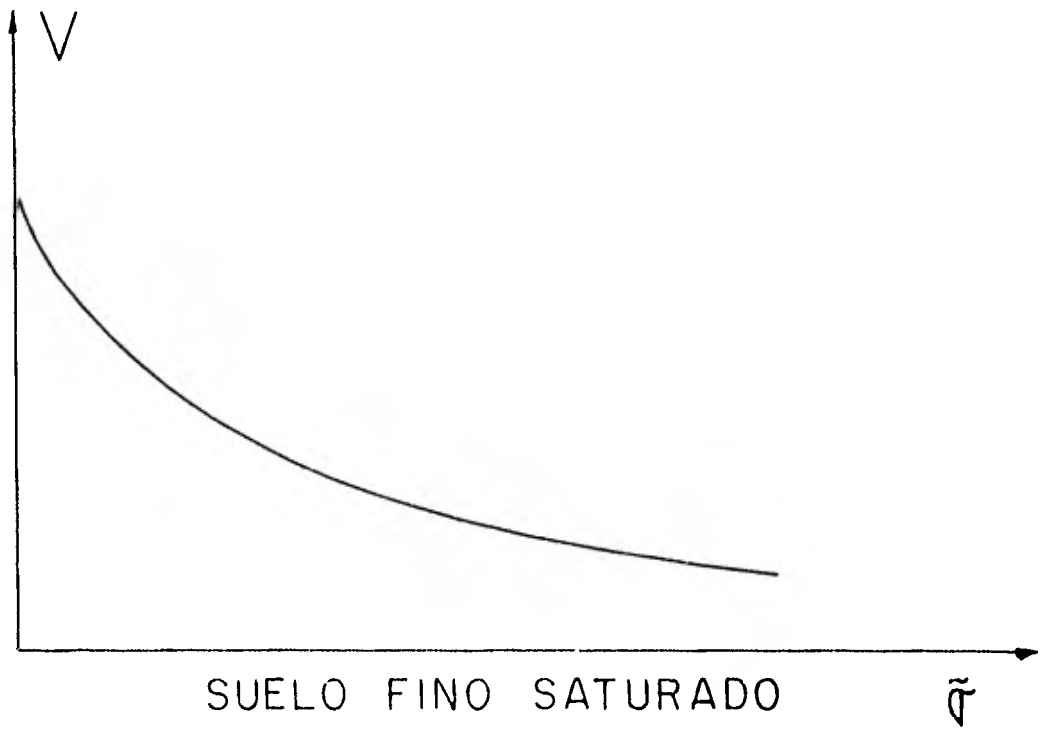
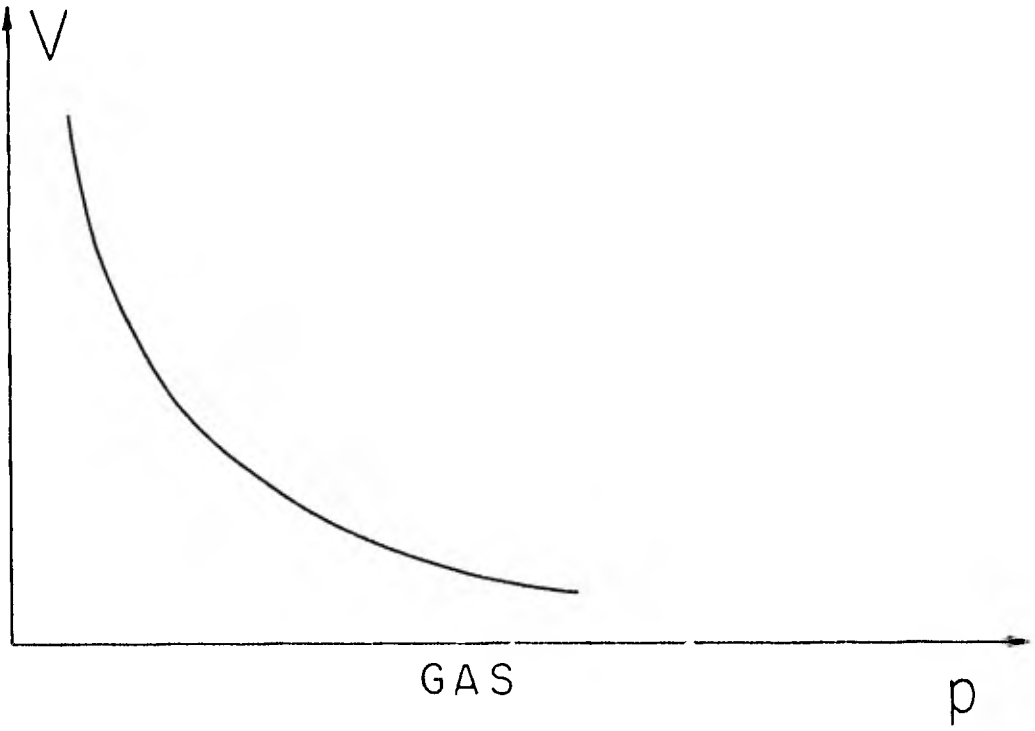


Figura 23

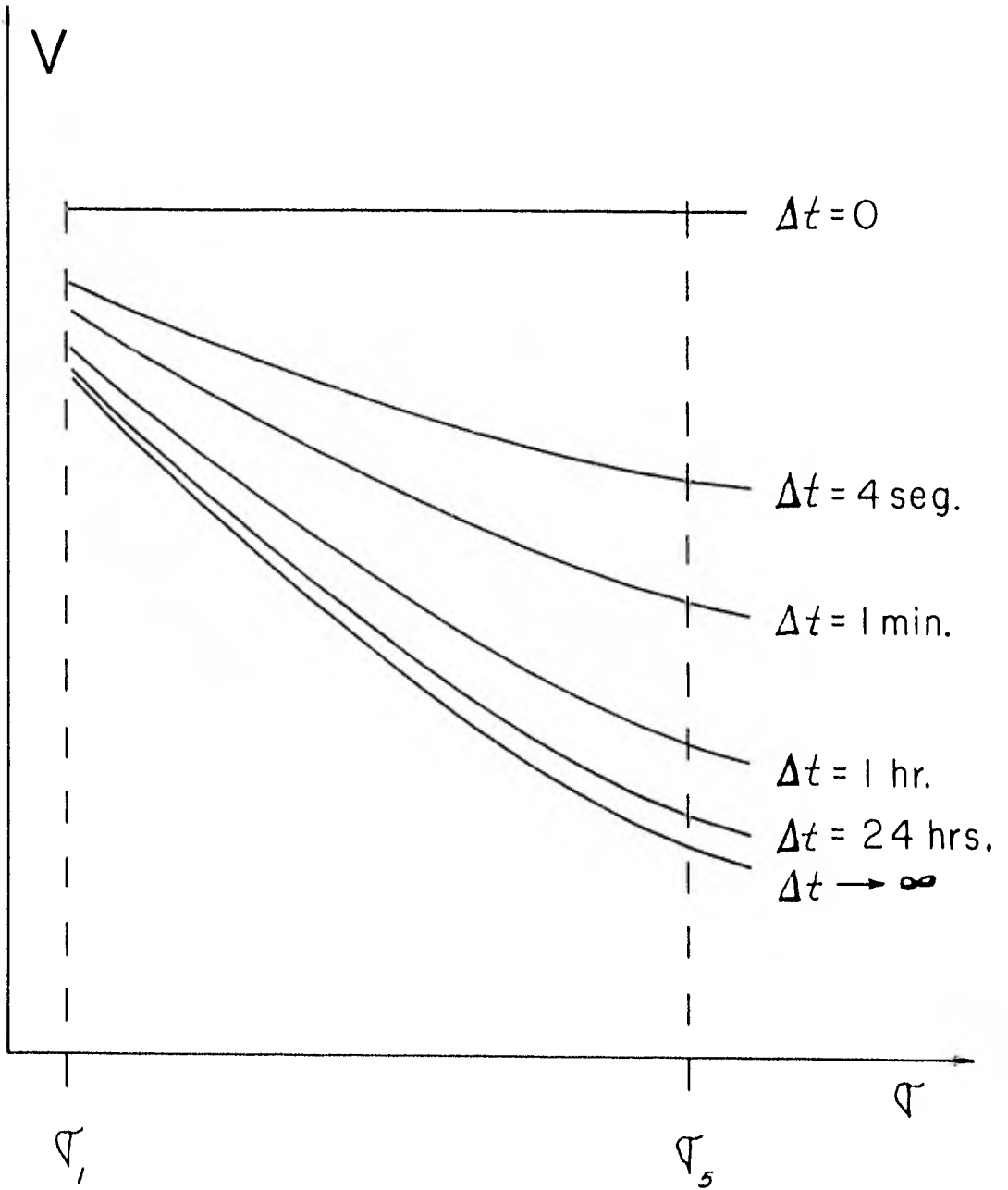


Figura 24



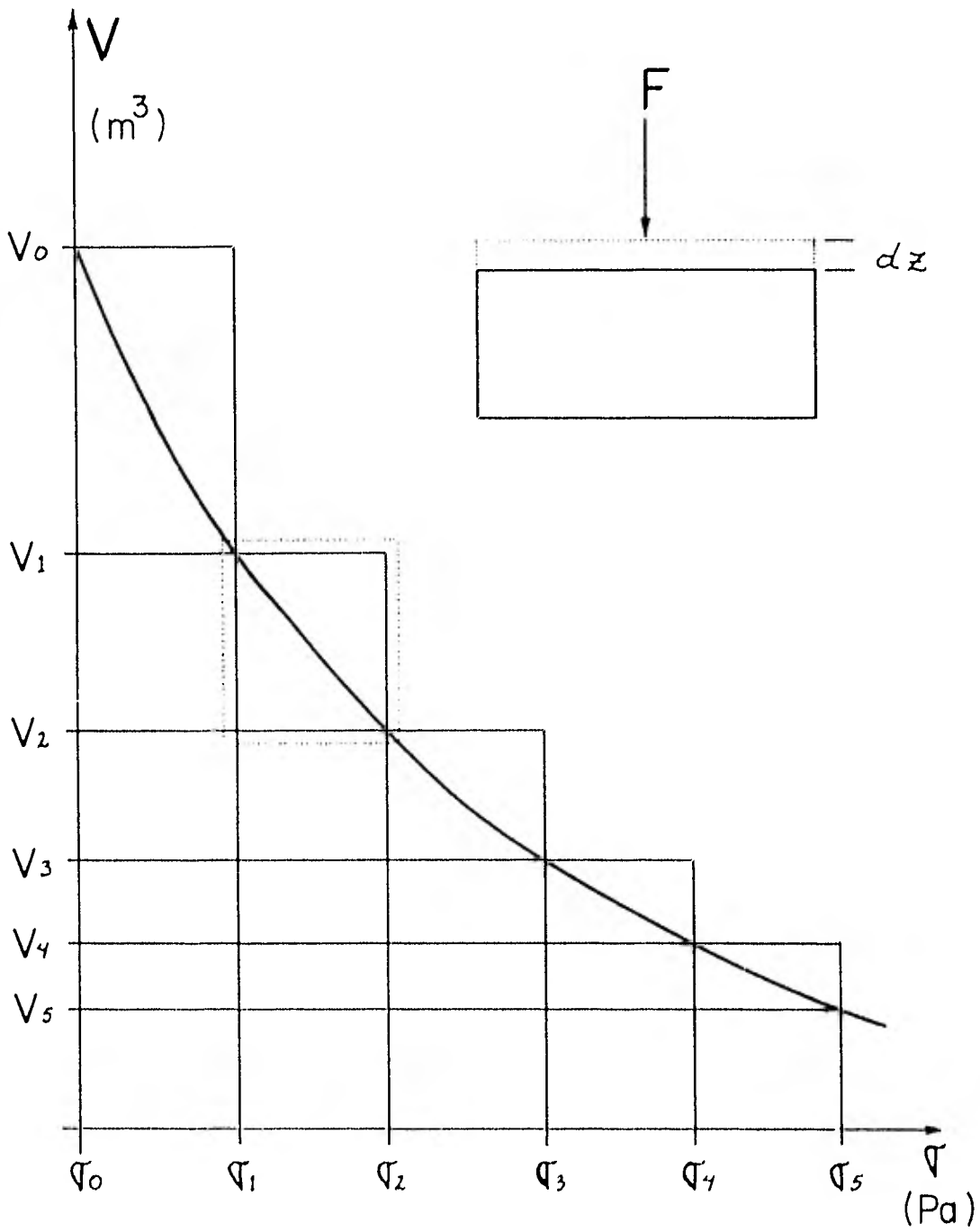


Figura 25

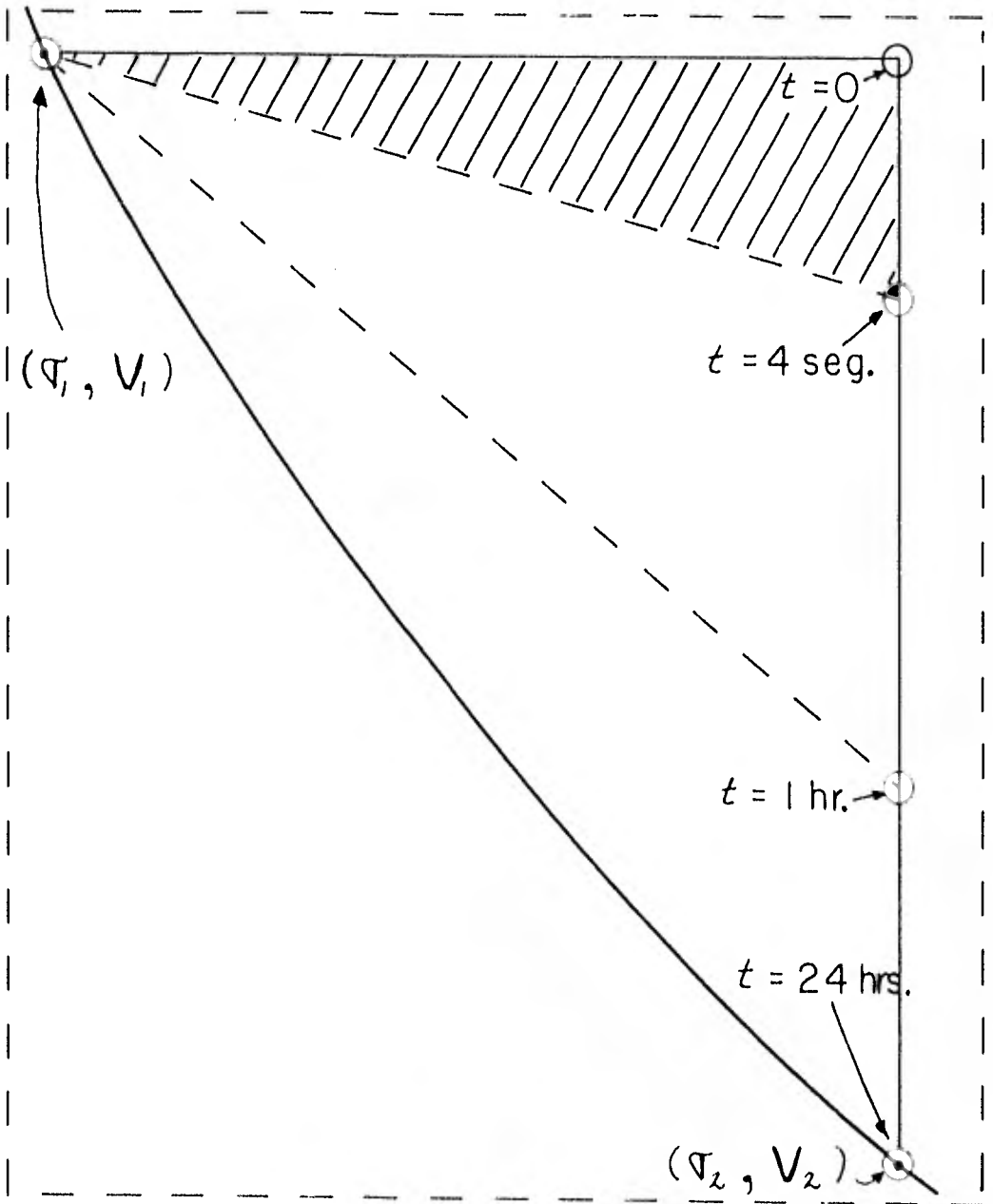


Figura 26

## CAPITULO IV

### ANALISIS DE HUNDIMIENTOS

#### IV.1 EJEMPLO DE APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI

##### ( CONSOLIDACION PRIMARIA )

###### 1.- DATOS DE PROYECTO.

El área de la estructura por construir es de forma rectangular y mide 20 m de largo por 10 m de ancho. La estructura consta de cuatro niveles, la cimentación es de tipo superficial y a través de ella la estructura transmite  $4 \text{ ton/m}^2$  al terreno a nivel de desplante. Se sospecha que existan uno o más estratos de arcilla, ya que se reportaron hundimientos de consideración en estructuras de más de 4 niveles no lejanas al predio que estamos considerando.

Se quiere saber: ¿Cuál será el hundimiento total que sufrirá la estructura al centro del área cargada?, ¿En cuántos años ocurrirá la mitad del asentamiento? y calcular además: ¿Cuál será el asentamiento en 5 años?

###### 2.- EXPLORACION DE CAMPO.

Se realizó un sondeo al centro del área por cargar, se pensaba profundizarlo 20 m, pero se encontró terreno firme a la profundi

dad de 14.2 m. Los resultados de este sondeo se muestran en la Fig. 27. Como se esperaba, se encontró un estrato de arcilla limosa, del cual se obtuvieron muestras para hacer pruebas de laboratorio.

### 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO.

Se hizo una prueba de consolidación en una muestra que se obtuvo al centro del estrato arcilloso, los resultados de esta prueba - se muestran en las Figs. 28 a la 35.

Se obtuvo el peso específico relativo de sólidos (  $S_s$  ) y se calcularon pesos específicos de muestras en el sondeo para obtener el perfil de esfuerzos efectivos.

### 4.- CALCULOS DE LA PRUEBA.

Al sacar del horno el material con el que se labró la probeta ya en estado seco, se obtuvo el peso de los sólidos y por medio de los siguientes datos y aplicando la fórmula se encontró la altura de sólidos: Area del anillo = 50 cm<sup>2</sup>.

Altura inicial de la probeta = 15.000 mm.

Peso específico relativo de sólidos = 2.26

$$\text{Altura de sólidos} = H_s = \frac{10 W_s}{A S_s} = \frac{241.5}{113.0} = 2.137 \text{ mm.}$$

De cada curva de consolidación se obtuvo el 0%, 100% y el 50% de

consolidación, con el dato de 50% de consolidación se obtiene --  $t_{50}$ . Así, aplicando la fórmula ( 14 ), se obtiene  $C_v$  para cada curva de consolidación; este dato y los otros que se obtuvieron se consignan en la Tabla 1.

Los valores de  $C_v$  se grafican contra  $\bar{\sigma} + 1/2 \cdot \Delta\bar{\sigma}$ . Y en esta forma, obtenemos para el primer renglón:

$$0 + 1/2 \cdot 0.125 = 0.0625$$

y para el segundo renglón:

$$0.125 + 1/2 \cdot 0.125 = 0.1875$$

y continuando con el procedimiento obtenemos la siguiente relación:

$\bar{\sigma}$	$C_v$
kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /seg
0.0625	9.3750
0.1875	8.2690
0.3750	6.0414
0.7500	1.6410
1.5000	0.1181
1.5000	0.4432
3.0000	0.2391
6.0000	0.1286

Estos valores se graficaron en la Fig. 36.

## 5.- CALCULOS PARA EL TERRENO.

En base a Boussinesq calcularemos el incremento de esfuerzo efectivo bajo el centro del área por cargar y al centro del estrato-compresible ( arcilloso en este caso ).

Dividiendo nuestra área en 4 partes iguales tenemos que:

$$m = \frac{x}{z} = \frac{10.0}{11.1} = 0.9$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{5}{11.1} = 0.45$$

entrando con estos valores a la gráfica tenemos que  $\omega_0 = 0.11$ .-  
Nuestro valor de esfuerzo a nivel de desplantes es :

$q = 4 \text{ ton/m}^2 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$  por lo que:

$$\Delta \bar{\sigma}_z = 4 ( \omega_0 ) ( q ) = 4 ( 0.11 ) ( 0.4 ) = 0.176 \text{ kg/cm}^2.$$

## ASENTAMIENTO TOTAL DEL ESTRATO DE ARCILLA.

Con el valor del incremento de esfuerzo efectivo, podemos calcular el asentamiento total del estrato de arcilla. Sabemos que:

$$\bar{\sigma}_{0z} = 12.11 \text{ ton/ m}^2 = 1.211 \text{ kg/cm}^2$$

y que

$$\Delta \bar{\sigma}_z = 0.176 \text{ kg/cm}^2$$

Con estos valores podemos conocer el esfuerzo efectivo final, es-

to es:

$$\bar{\sigma}_{fz} = \bar{\sigma}_{oz} + \Delta\bar{\sigma}_z = 1.211 + 0.176 = 1.387 \text{ kg/cm}^2.$$

Entrando con estos datos a la curva de compresibilidad de la Fig. 38 tenemos que para

$$\bar{\sigma}_{oz} = 1.211 \text{ kg/cm}^2 \quad e_1 = 5.56$$

y para

$$\bar{\sigma}_{fz} = 1.387 \text{ kg/cm}^2 \quad e_2 = 5.375$$

con estos datos podemos calcular la deformación volumétrica unitaria:

$$\Delta\epsilon_v = - \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} = - \frac{5.37 - 5.56}{1 + 5.56} = -2.9 \times 10^{-2}$$

Ahora podemos calcular  $\Delta H$  con la fórmula siguiente:

$$\Delta H = \Delta\epsilon_v \cdot 2H$$

y como  $2H = 260 \text{ cm}$ .

$$\Delta H = -2.9 \times 10^{-2} \cdot 260 = -7.54 \text{ cm}.$$

Este será el hundimiento total al centro de la estructura por -- concepto del estrato de arcilla. De la misma forma se puede calcular el hundimiento en alguna esquina de la estructura o de algún otro punto.

#### ASENTAMIENTO DEL ESTRATO DE ARCILLA CON EL TIEMPO

De acuerdo con la teoría de Terzaghi, el coeficiente de consoli-

dación  $C_v$  que se obtiene de la prueba de consolidación para -- un cierto valor de esfuerzo es el mismo que opera en el terreno -- para ese mismo nivel de esfuerzo, así que, obtendremos el  $C_v$  -- que actúa para nuestro incremento de esfuerzo efectivo. El es-- fuerzo efectivo más la mitad del incremento de esfuerzo efectivo sera:

$$\bar{\sigma} = 1.211 + 1/2 \quad 0.176 = 1.211 + 0.088 = 1.3 \text{ kg/cm}^2$$

Entrando con este valor a la Fig. 36 obtenemos que:

$$C_v = 0.51 \times 10^{-4} = 5.1 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Con este valor podemos generar una curva de consolidación de --  $U\% - t$ , con el fin de darnos una idea de como se presentará el -- hundimiento con respecto al tiempo. Se aplicará la siguiente -- fórmula:

$$t = \frac{H^2}{C_v} T_v$$

donde  $H = 130 \text{ cm}$  ya que  $2H = 260 \text{ cm}$ . Como  $H^2/C_v$  se supone constante, así que, dando valores de  $T_v$  obtenemos valores de  $t$ . -- Aquí  $t$  estará dado en horas. Con los datos anteriores se generó la gráfica de la Fig. 37. La deformación del estrato con el tiempo  $\delta_t$  -- estará dada por:

$$\delta_t = \Delta H \left[ \frac{U\%}{100\%} \right]$$



donde  $\Delta H$  es el asentamiento total del estrato de espesor  $2H$ . Ahora ya podemos responder a las preguntas formuladas al principio de este ejemplo y que son: ¿En cuánto tiempo ocurrirá la mitad del asentamiento total? Y además: ¿Cuál será el asentamiento en 5 años?. Todo esto al centro de la estructura y a consecuencia de la compresión del estrato arcilloso.

Para contestar la primera pregunta entramos a la gráfica de la Fig. 37 con el 50% de consolidación y obtenemos el tiempo en que ésta ocurre: para  $U\% = 50\%$ ,  $t = 18100$  horas

$$t = 754.17 \text{ días}$$

$$t = 2.07 \text{ años}$$

La segunda pregunta se responde obteniendo el tiempo de 5 años en horas:  $t = 5 \text{ años} = 1825 \text{ días} = 43800 \text{ horas}$ .

Con este dato entramos a la Fig. 37 y obtenemos el  $U\%$ . Para este caso  $U\% = 75\%$  y aplicando la fórmula siguiente, obtenemos que:

$$S_t = \Delta H \left[ \frac{U\%}{100\%} \right] = 7.54 \left[ \frac{75}{100} \right] = 7.54 ( 0.75 ) = 5.65 \text{ cm.}$$

o sea que en 5 años el centro del área por cargar se hundirá 5.65 cm.

Los resultados anteriores son válidos desde el punto de vista de la teoría de Terzaghi.

POZO 2

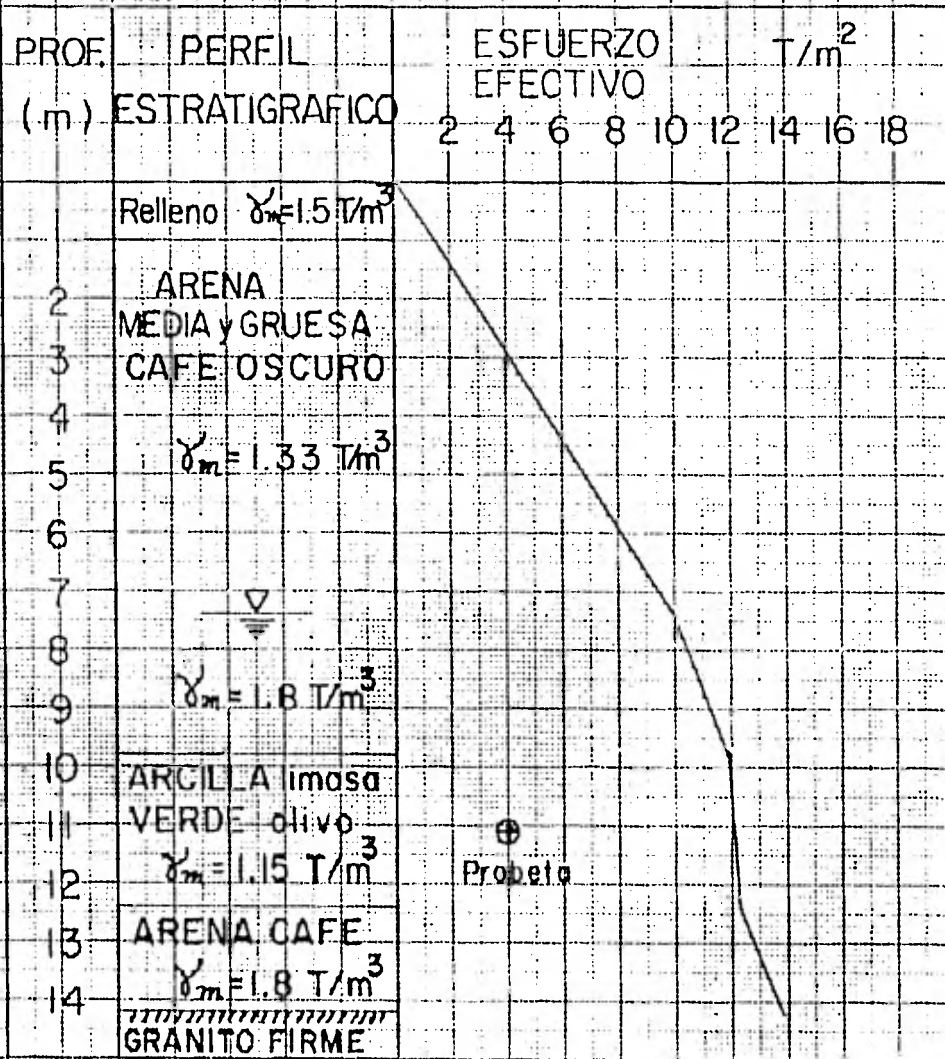


Figura 27

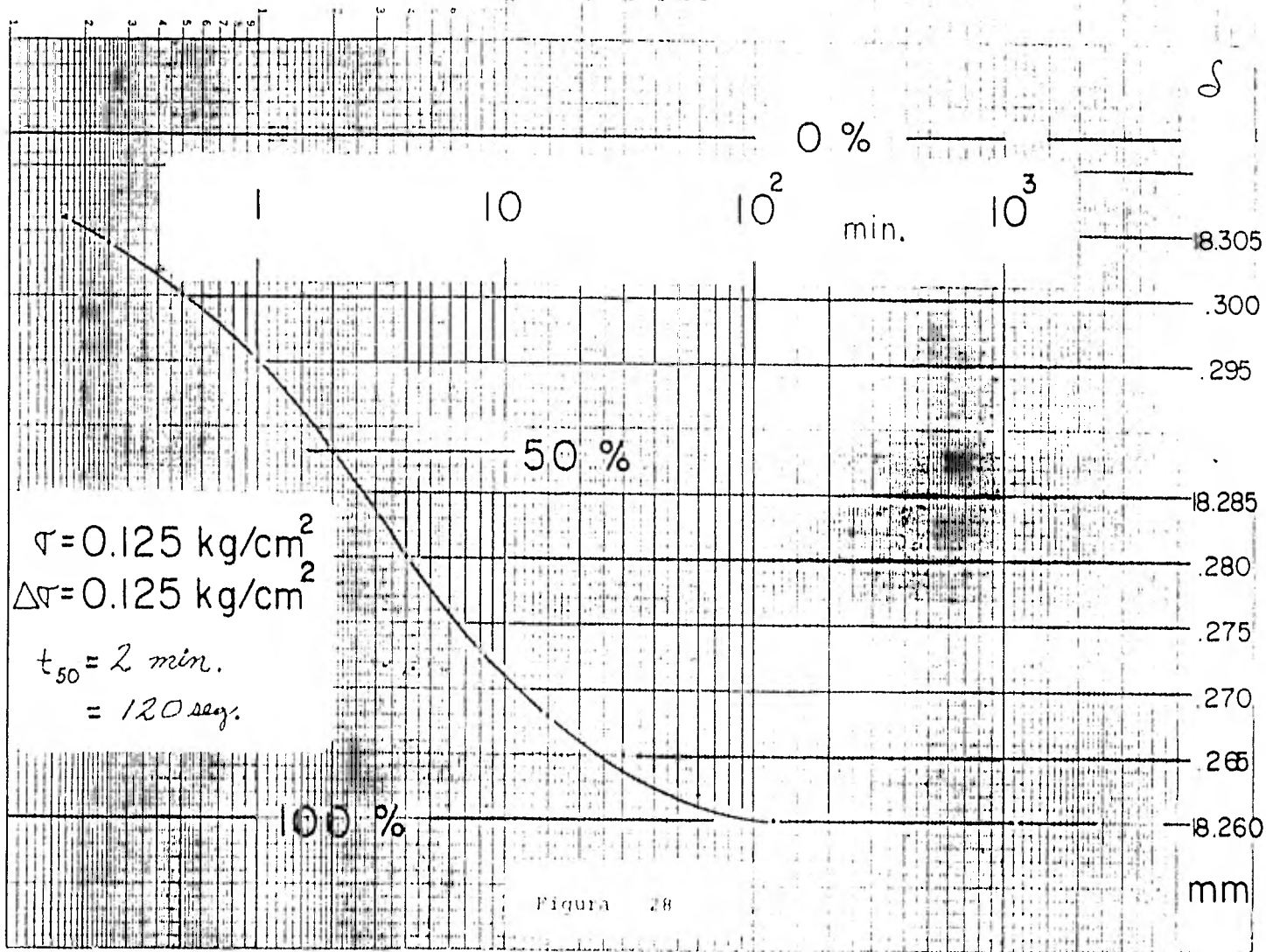


Figura 78

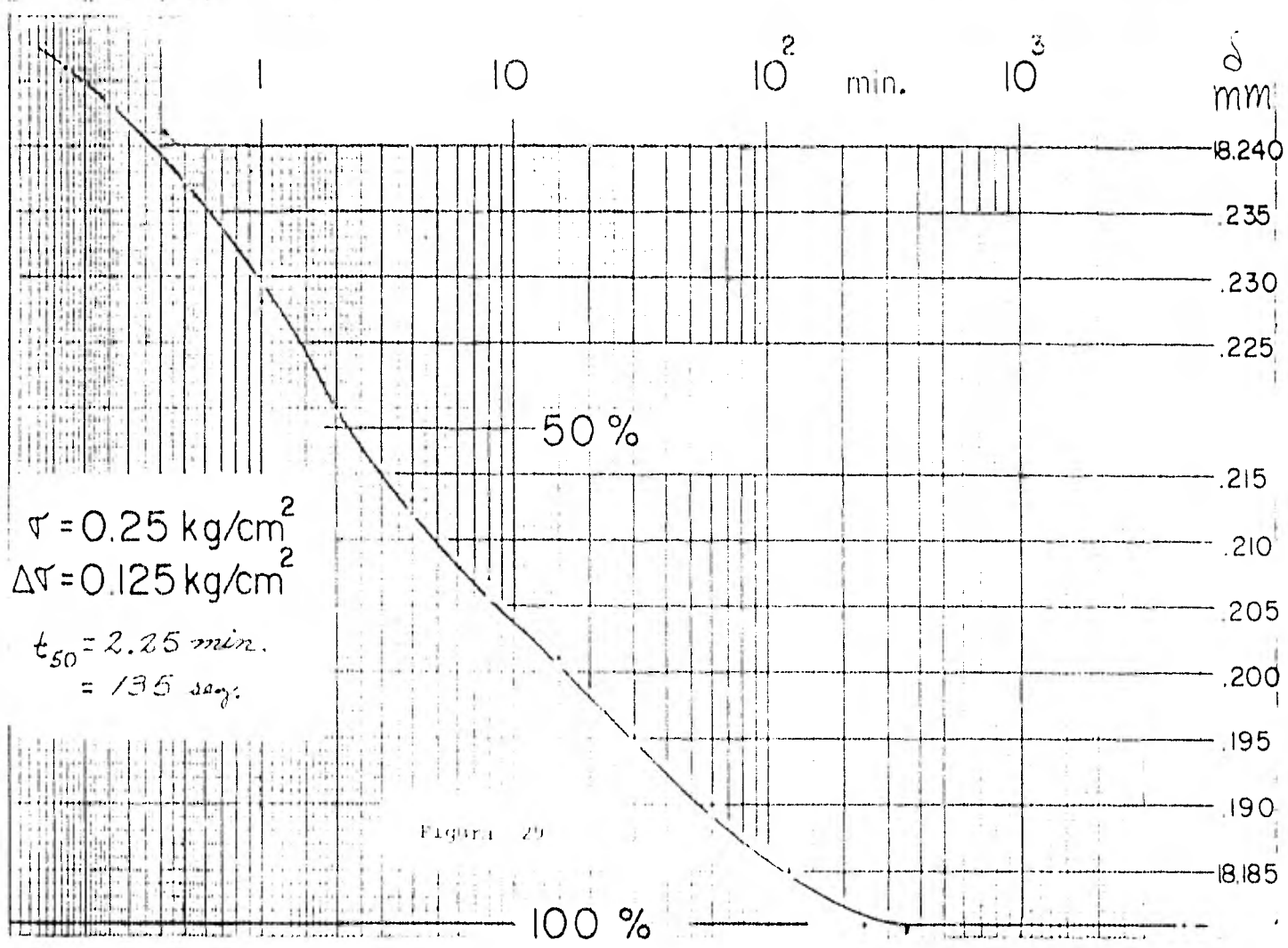
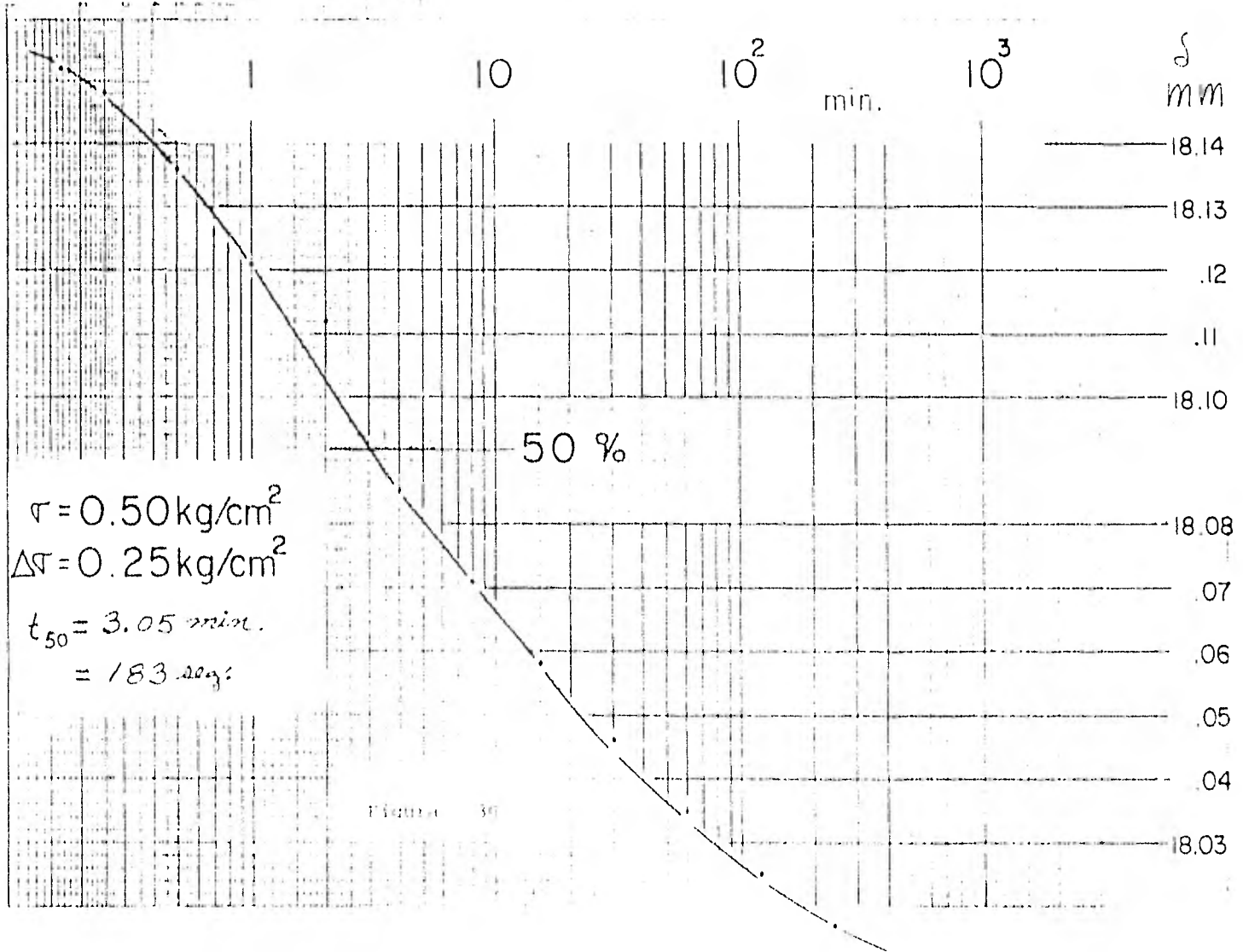


Figura 29

0 % ——— 18.171



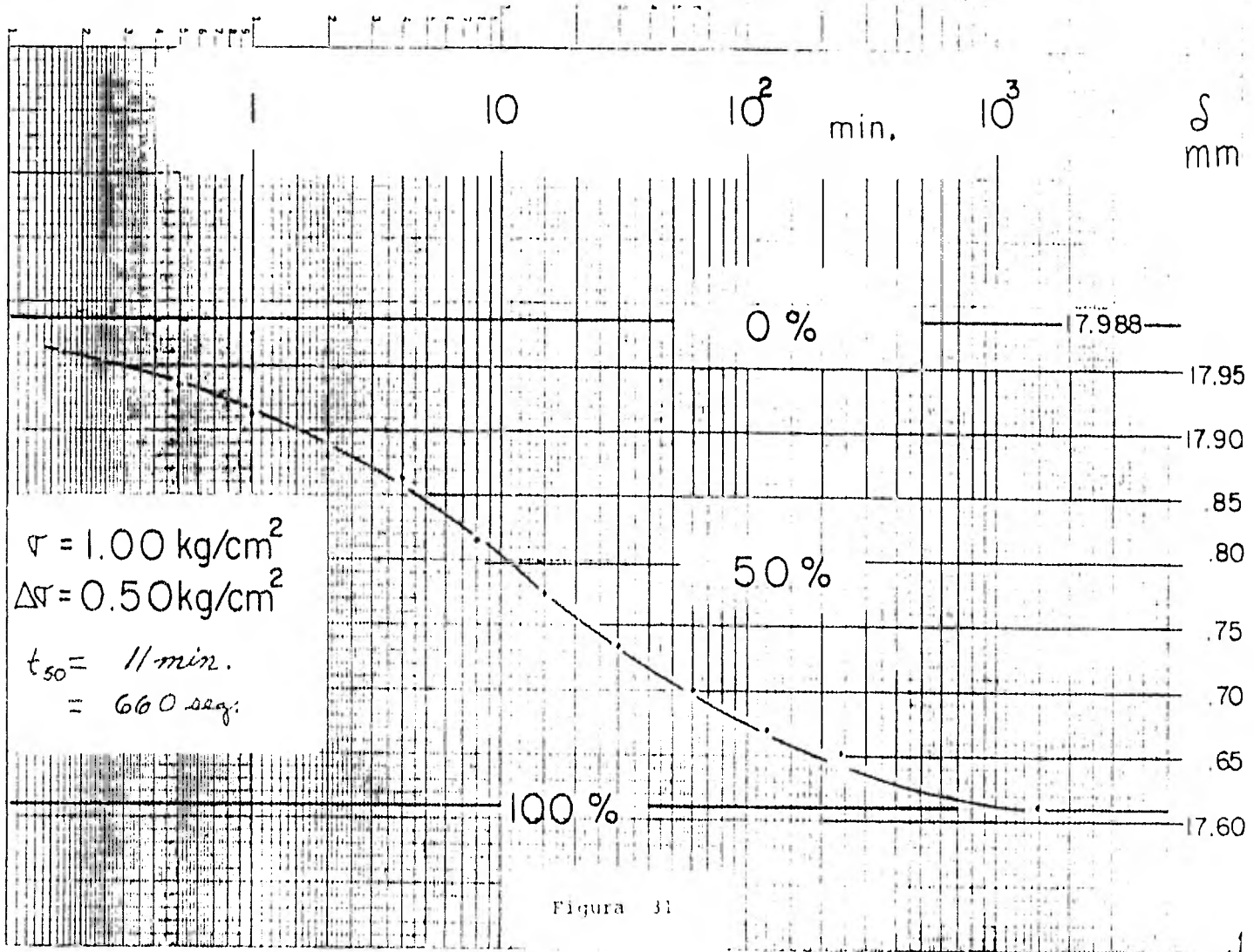


Figura 31

6) SEMI LOGARITMO

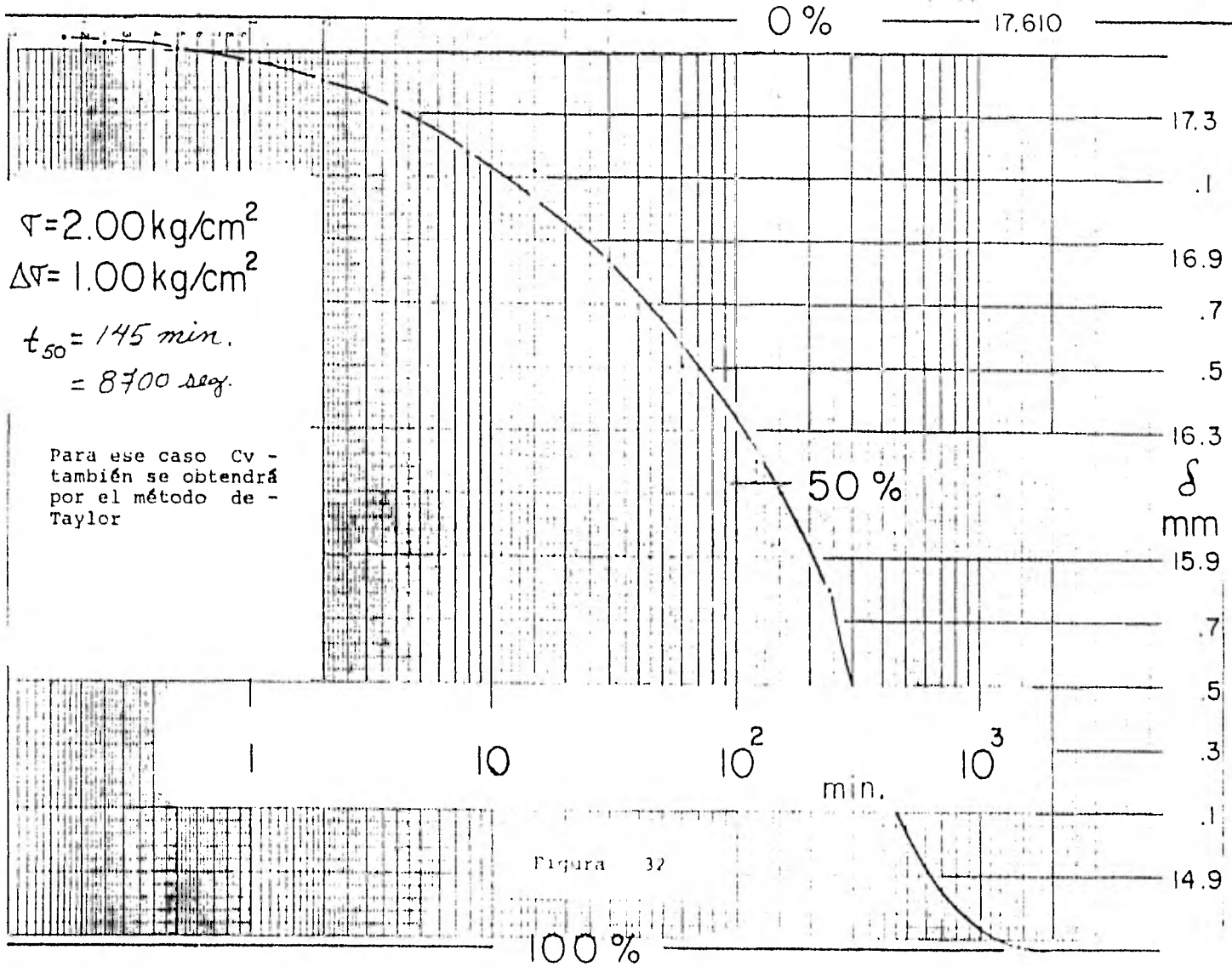


Figura 32

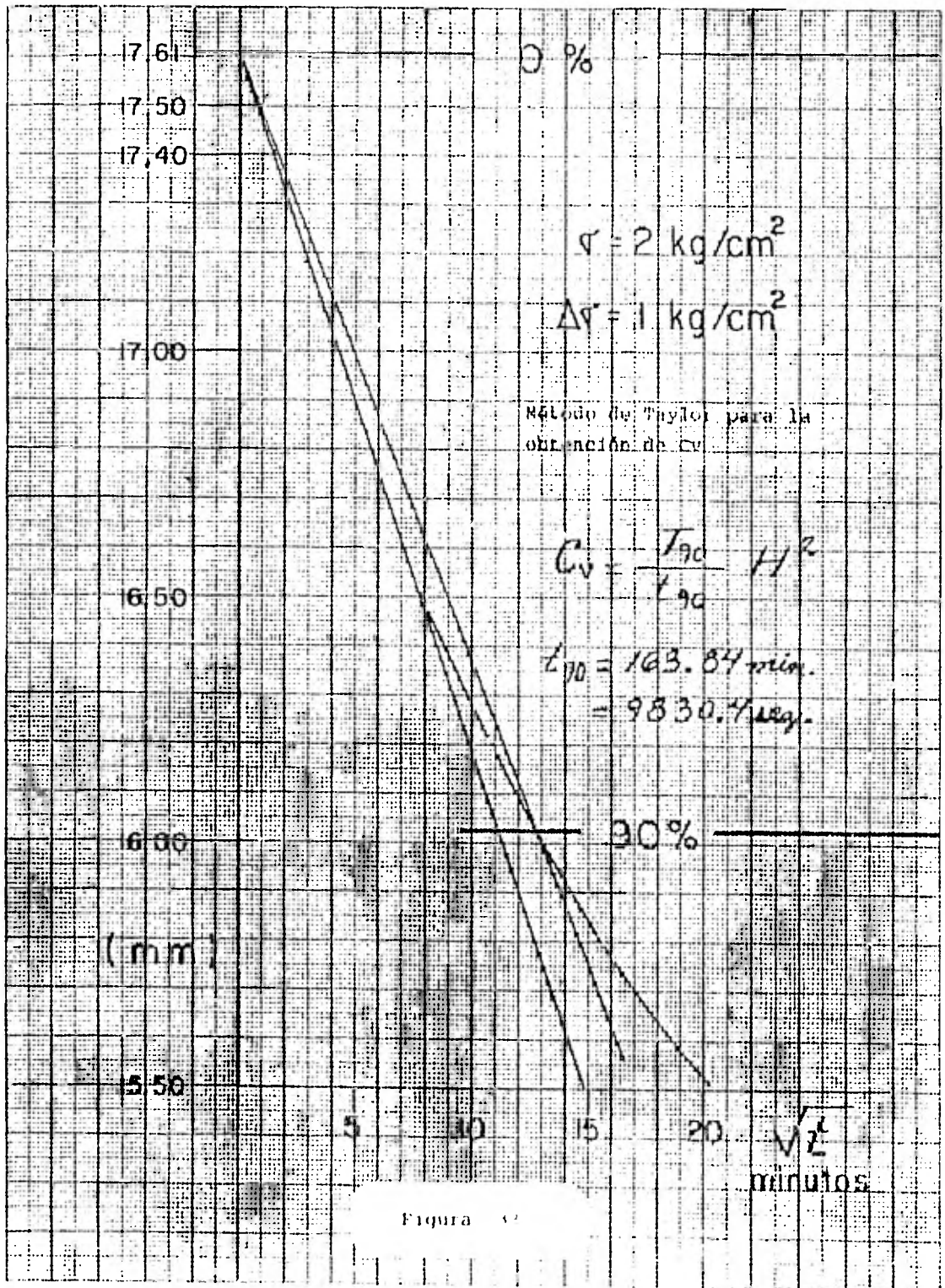
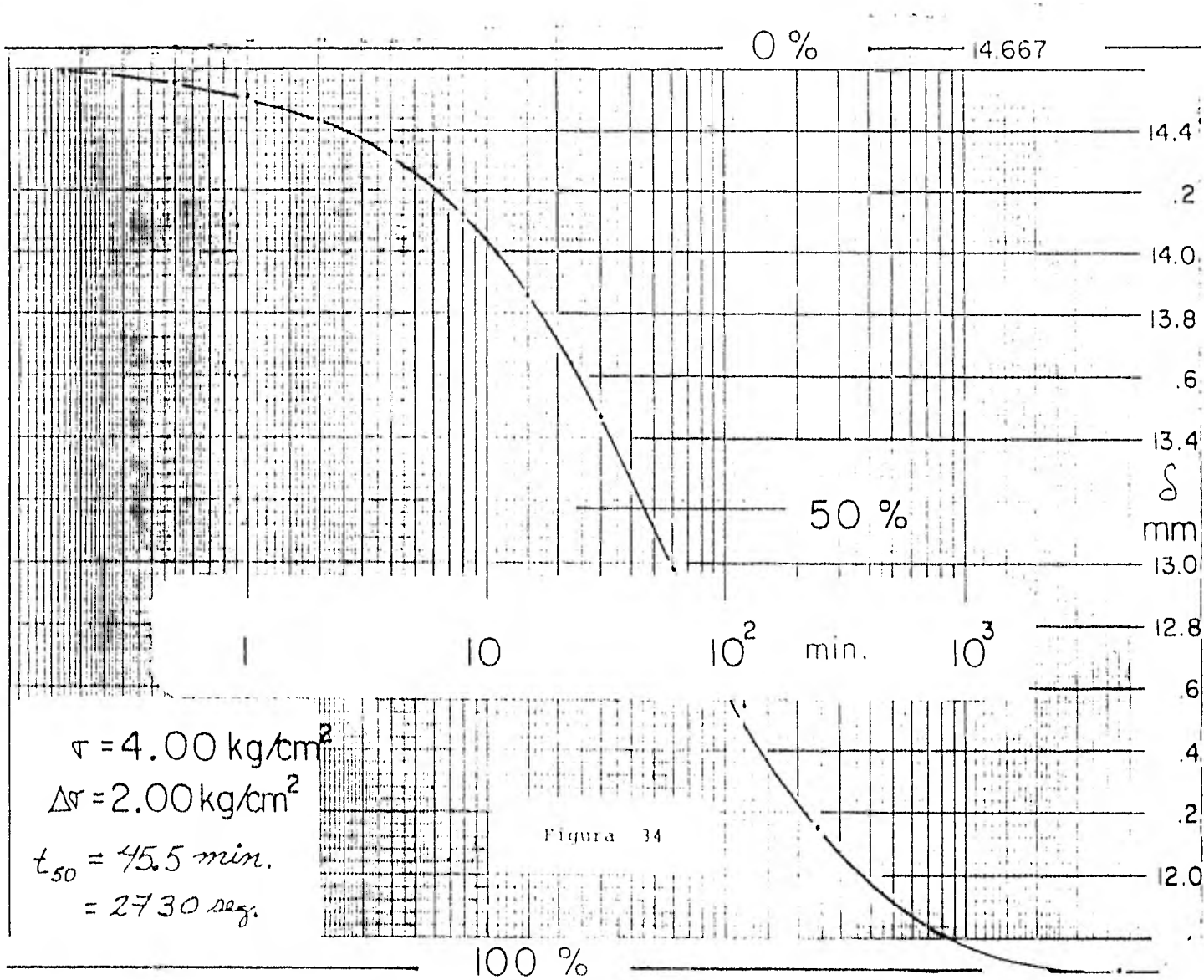
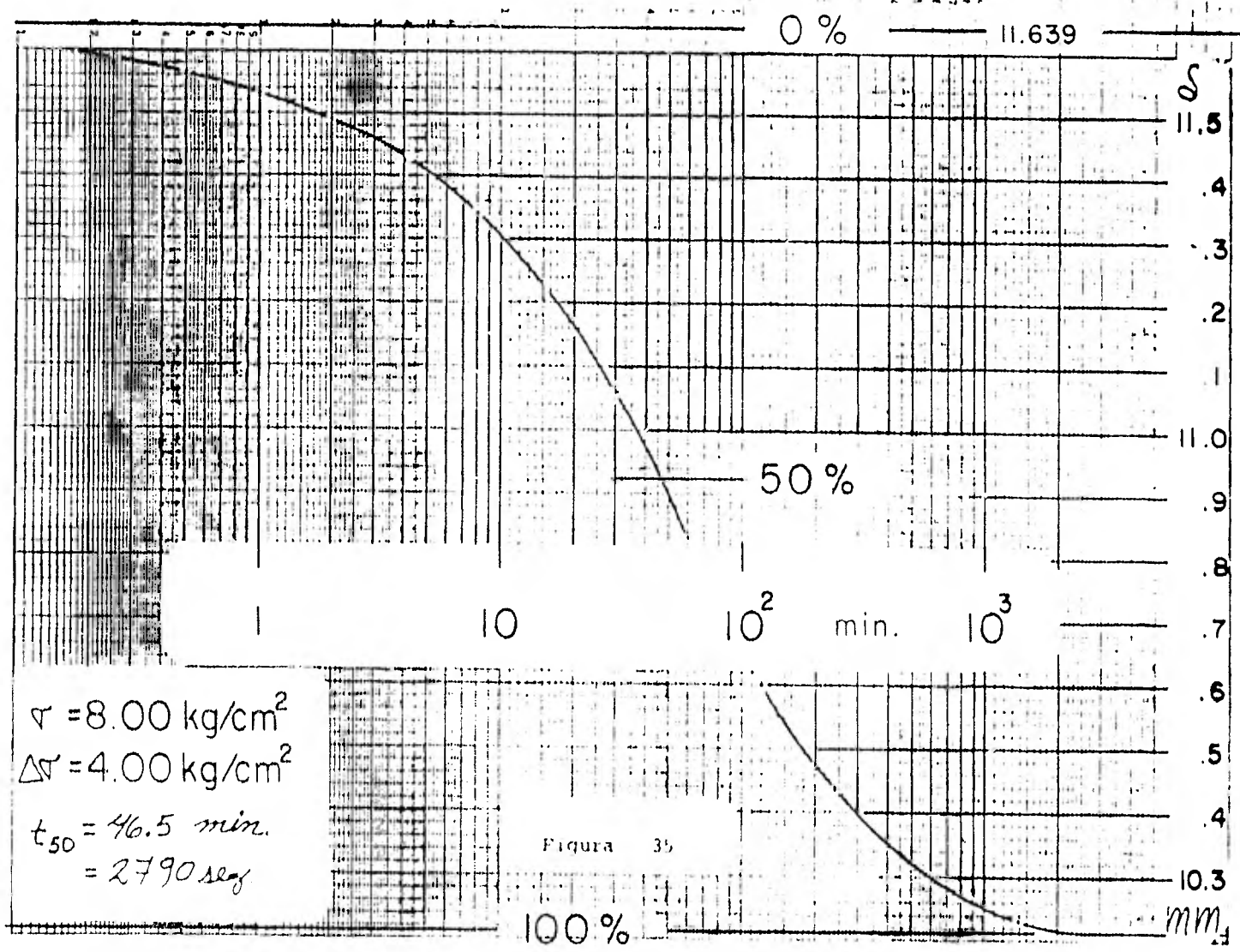


Figura 32







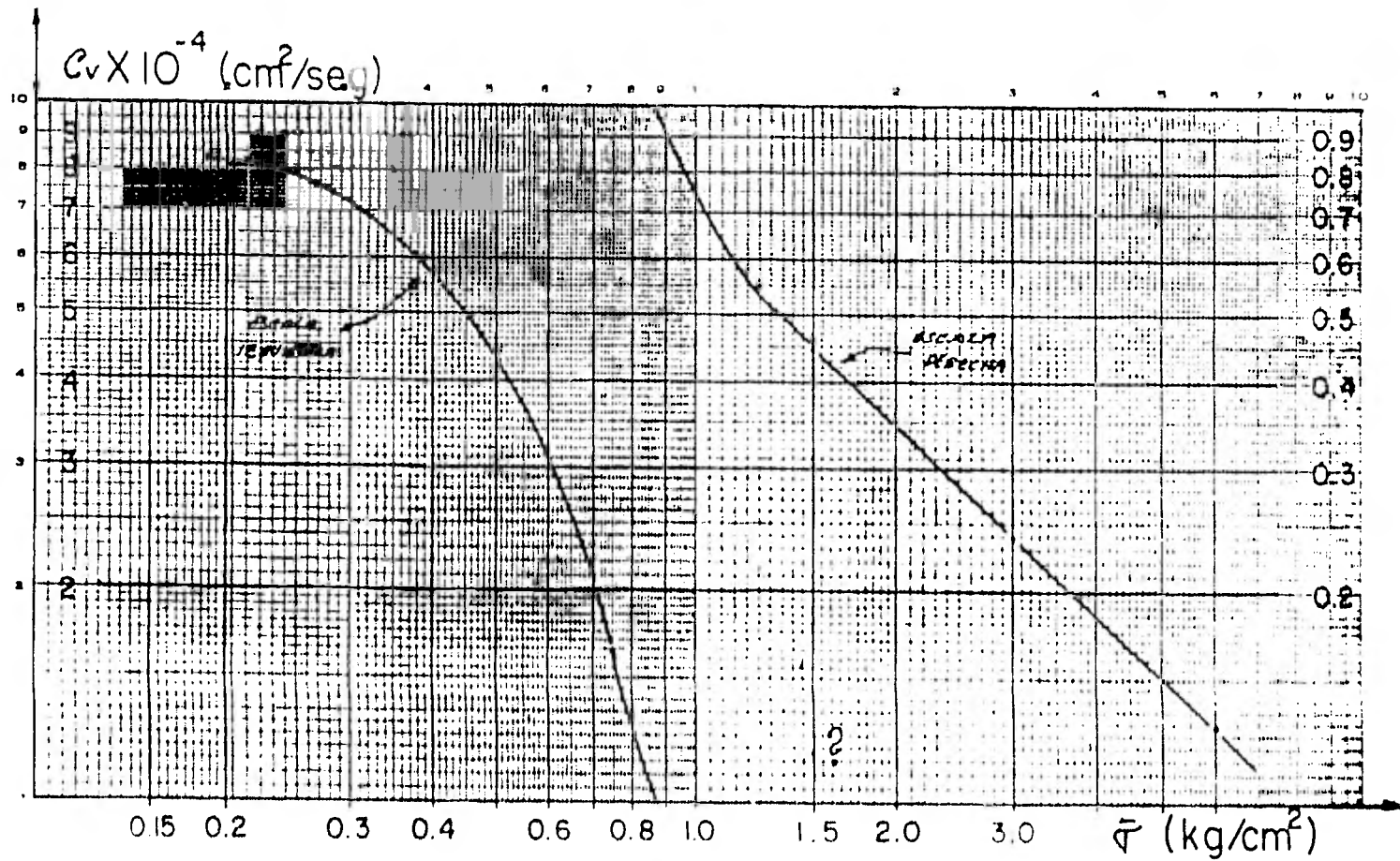


Figura 51

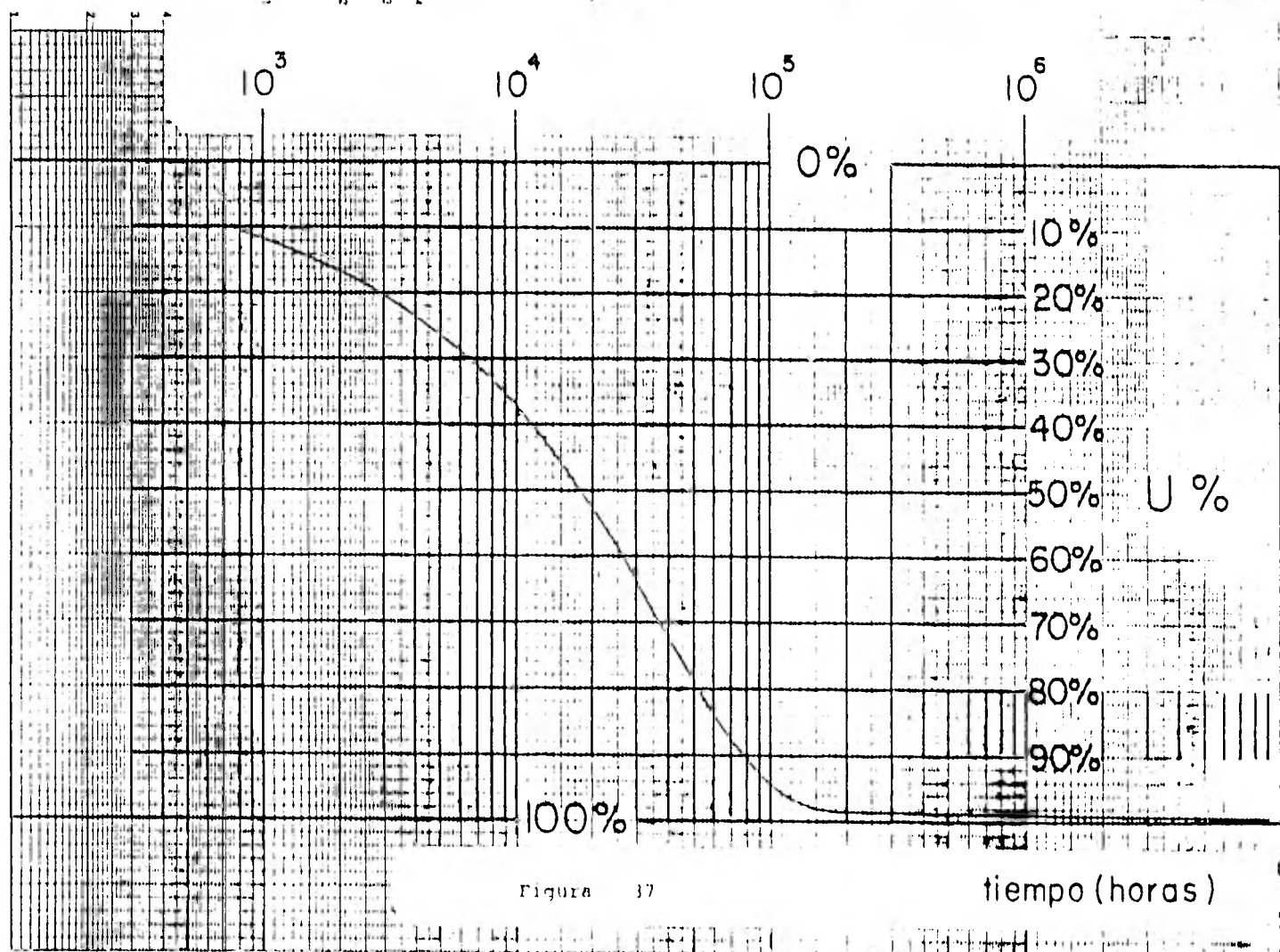


Figura 37

tiempo (horas)

SEMI-LOGARÍTMICO 10 CICLOS 1/2  
 DE VIBRACIONES POR FUERZA

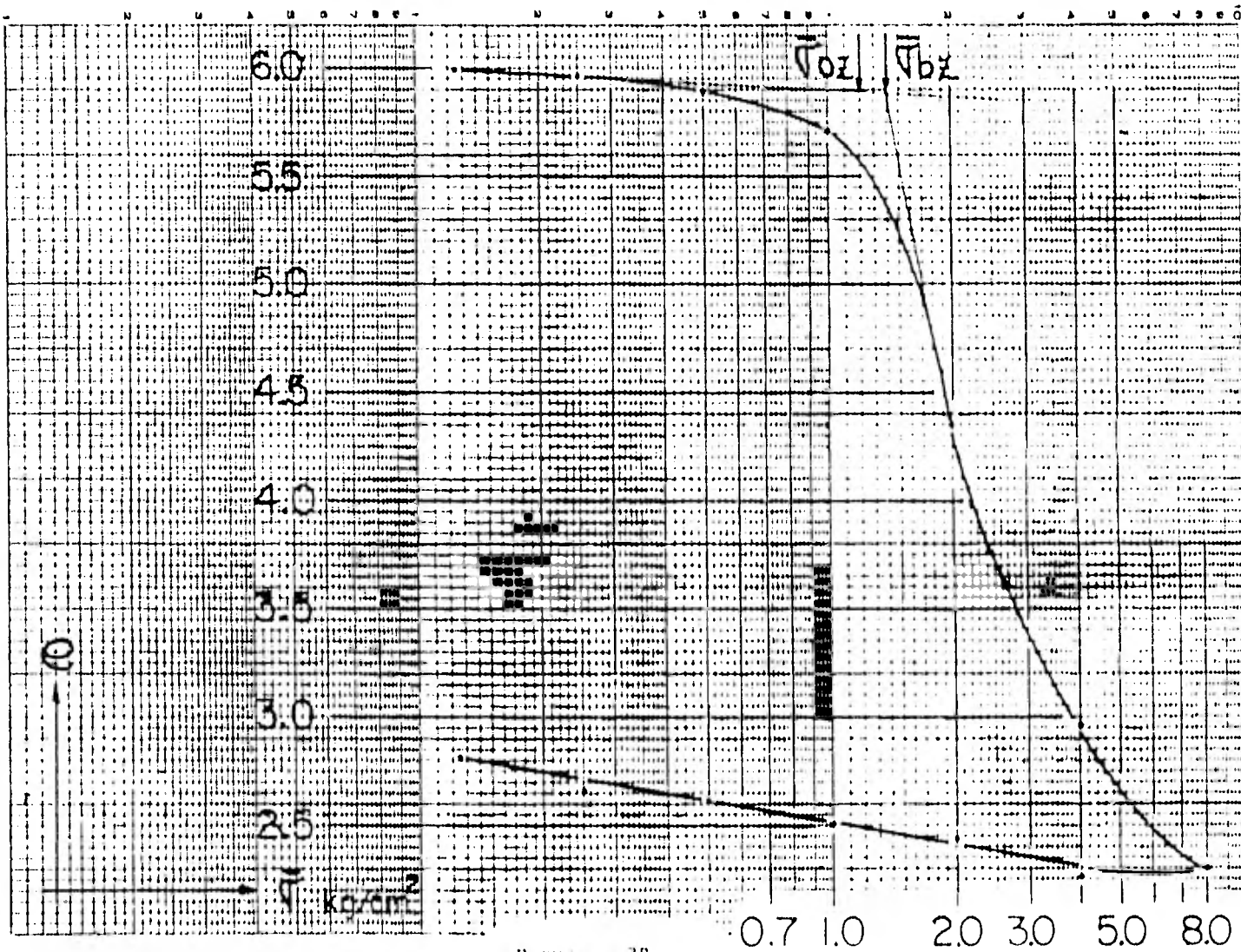


Figura 3B

RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS

Temp. °C	Presión $\bar{p}$ Kg/cm <sup>2</sup>	Lectura micróme- tro mm	$\delta$ Defor. Lineal mm	Corr. por compre- sión del aparato mm	Defor. correg. mm	Espeor comprimi- do 2H mm	2H - H <sub>B</sub> mm	Oquedad $e = \frac{2H - H_B}{H_B}$	a <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /Kg	$\frac{M_o}{M_{ep}}$ cm <sup>2</sup> /Kg	t <sub>50</sub> seg.	C <sub>v</sub> (10 <sup>-4</sup> ) cm <sup>2</sup> /seg.
19.0	0	18.320	0	0	0	15.000	12.863	6.019	0.216	0.0308	120	9.375
19.5	0.125	18.260	0.060	0.002	0.058	14.942	12.805	5.992	0.272	0.0389	135	8.269
19.0	0.250	18.181	0.139	0.009	0.130	14.870	12.733	5.958	0.284	0.0408	183	6.0414
20.0	0.500	18.012	0.308	0.025	0.283	14.717	12.580	5.887	0.358	0.0520	660	1.641
19.5	1.000	17.611	0.709	0.045	0.664	14.336	12.199	5.708	1.361	0.2029	8700 ?	0.1181 ?
20.0	2.000	14.680	3.640	0.066	3.574	11.426	9.289	4.347	—	—	—	0.4432
20.0	2.000	METODO DE TAYLOR PARA C <sub>v</sub>							0.6920	0.1294	2730	0.2391
19.5	4.000	11.697	6.623	0.093	6.530	8.470	6.333	2.963	0.1655	0.0418	2790	0.1286
19.5	8.000	10.230	8.090	0.145	7.945	7.055	4.918	2.301				
	4.000	10.380	7.940	0.115	7.826	7.175	5.038	2.357				
	2.000	10.570	7.750	0.087	7.663	7.337	5.200	2.433				
	1.000	10.771	7.549	0.048	7.501	7.499	5.362	2.509				
	0.500	11.010	7.310	0.017	7.293	7.707	5.570	2.606				
	0.250	11.125	7.195	0.008	7.187	7.813	5.676	2.656				
	0.125	11.470	6.850	0.001	6.849	8.151	6.014	2.814				
	0	11.600	6.720	0	6.72	8.28	6.143	2.874				

$$H_B = 2.137 \text{ mm}$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

$$M_o = \frac{a_v}{1 + e_1}$$

$$C_v = \frac{0.2 H^2}{t_{50}}$$

TABLA # 1

## IV.2 EJEMPLO DE APLICACION DE LA TEORIA DEL

DR. LEONARDO ZEEVAERT

( CONSOLIDACION PRIMARIA + CONSOLIDACION SECUNDARIA )

### 1.- DATOS DE PROYECTO.

La forma del terreno en que se va a construir es rectangular y sus dimensiones son de 30 m de largo por 20 m de ancho. La estructura estará constituida por 5 niveles, su cimentación es del tipo superficial y a través de ella el edificio transmitirá 5 ton/m<sup>2</sup> al terreno a nivel de desplante. De sondeos realizados con anterioridad para otros proyectos cercanos al terreno que nos ocupa, se sabe que en el subsuelo existe un estrato arcilloso. Se estima que el tiempo en que se terminará la construcción será de 2 años y se quiere conocer cual será el hundimiento del centro del área cargada al año, 2, 5, 20 y 40 años.

### 2.- EXPLORACION DE CAMPO.

Se efectuó un sondeo al centro del área por cargar, los resultados se muestran en la Fig. 39. Se encontró terreno firme a la profundidad de 18.5 m, se reconoció el estrato de arcilla del que se tenía noticia y en el lugar del sondeo tiene un espesor de 4.8 m. Se obtuvieron muestras de la arcilla con tubo de pared delgada tipo Shelby para realizar pruebas en el laboratorio.

### 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Se realizó una prueba de consolidación sobre una muestra de arcilla que se obtuvo al centro del estrato. Al graficar los resultados se observó que el material exhibe viscosidad intergranular (fenómeno de consolidación secundaria). Los resultados de esta prueba se muestran en las Figs. 40 a 46.

Se calcularon pesos específicos de muestras en el sondeo para obtener los esfuerzos efectivos con la profundidad.

### 4.- CALCULOS DE LA PRUEBA

A continuación se dan algunos datos de la prueba de consolidación:

Clasificación de la muestra.- Arcilla limosa verde olivo.

Area del anillo =  $49.26 \text{ cm}^2$ .

Altura del anillo =  $2H = 1.99 \text{ cm}$ .

Peso específico del material =  $\gamma_m = 1.15 \text{ ton/m}^3$ .

Profundidad de la muestra =  $13.50 \text{ m}$ .

De cada curva de consolidación se obtuvieron los parámetros  $m_t$ ,  $\beta$  y  $C_v$ . A continuación se explica cómo se obtienen estos parámetros para la primera curva de consolidación.

Los datos del esfuerzo efectivo al finalizar la consolidación y el incremento de esfuerzo efectivo son:

$$\bar{\sigma} = 0.150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\bar{\sigma} = 0.075 \text{ kg/cm}^2.$$



Se aplicarán las expresiones que se vieron en la sección III.1.9.

Aplicando las fórmulas ( 78 ) obtenemos que:

$$C_t = \frac{s_2 - s_1}{\log \frac{t_2}{t_1}} = \frac{25.5 - 20.15}{\log \frac{10\ 000}{1\ 000}} = 5.35 \mu = 5.35 \times 10^{-4} \text{ cm.}$$

$$m_t = \frac{C_t}{(2H) \Delta \bar{\sigma}} = \frac{5.35 \times 10^{-4}}{(1.985) 0.075} = 3.594 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{kg.}$$

Nota.- La primera carga en el consolidómetro esforzó a la probeta con  $0.075 \text{ kg/cm}^2$  o sea que el esfuerzo efectivo al -- terminar la consolidación y el incremento de esfuerzo -- efectivo son:

$$\bar{\sigma} = 0.075 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta \bar{\sigma} = 0.075 \text{ kg/cm}^2.$$

la que nosotros llamamos primera curva de consolidación-- corresponde a la segunda carga del consolidómetro, por -- esta razón,  $2H = 1.985 \text{ cm}$ . La diferencia entre la altura inicial y la anterior, es la deformación debida a la-- primera carga.

A continuación se calcula  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{C_t}{s_B} = \frac{5.35 \mu}{16.6 \mu} = 0.322$$

entrando con este valor a la gráfica de la Fig. 21 tenemos que:-

$$\beta = 0.49$$

ahora podemos obtener  $S_{ep}$  :

$$S_{ep} = \frac{C_t}{\beta} = \frac{5.35 \mu}{0.49} = 10.92 \mu = 10.92 \times 10^{-4} \text{ cm.}$$

ya podemos usar la ecuación ( 81 ) para obtener  $S_{50}$  :

$$S_{50} = 1/2 S_{ep} + C_t \log \left( 1 + \frac{0.924}{\beta} \right)$$

$$S_{50} = 1/2 (10.92) + 5.35 \log ( 2.886 ) = 7.92 \mu .$$

con este valor entramos a la primera curva de consolidación (Fig. 40 ) y cortando a la curva obtenemos  $t_{50}$  , que es:

$$t_{50} = 51 \text{ seg.}$$

y con este valor ya podemos conocer el coeficiente de consolidación  $C_v$  :

$$C_v = \frac{0.2 H^2}{t_{50}} = \frac{0.2 ( 0.9925 )^2}{51} = 3.86 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Los valores de  $M_t$  ,  $\beta$  y  $C_v$  se graficaron en la Fig.- 47 contra el valor del esfuerzo efectivo inicial más la mitad del incremento del esfuerzo efectivo. Así que, para este caso tenemos que:

$$\bar{\sigma} + \frac{\Delta \bar{\sigma}}{2} = 0.075 + 0.075/2 = 0.1125 \text{ kg/cm}^2.$$

En la misma forma se procedió con las otras curvas de consolidación y los parámetros obtenidos se graficaron como ya se dijo en la Fig. 47.

#### 5.- CALCULOS PARA EL TERRENO

En primer lugar calcularemos el incremento del esfuerzo efectivo al centro del estrato de arcilla. Por Boussinesq tenemos que:

$x = 15 \text{ m}$ ,  $y = 10 \text{ m}$  y  $z = 13.5 \text{ m}$ . Así que:

$$m = \frac{15}{13.5} = 1.11, \quad n = \frac{10}{13.5} = 0.74$$

con estos valores entramos a la gráfica y obtenemos que - - -

$\omega_0 = 0.1575$ . Por lo tanto:

$$\Delta \bar{\sigma} = 4 ( 5 \text{ ton/m}^2 ) ( 0.1575 ) = 3.15 \text{ ton/m}^2 = 0.315 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo efectivo inicial a mitad del estrato lo obtenemos de los datos del sondeo ( Fig. 39 ) y es igual a:

$$\bar{\sigma}_{0z} = 12 \text{ ton/m}^2 = 1.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Se puede ver que el esfuerzo efectivo final no rebasa al esfuerzo crítico:

$$\bar{\sigma}_{fz} = 1.1 + 0.315 = 1.515 < 1.66. \quad (\text{Véase la Fig. 48})$$

Recordemos en este punto que se nos pide calcular los asentamientos que irá sufriendo la estructura al centro del área cargada a un año, 2 años, 5, 20 y 40 años de iniciada la construcción. El

incremento de carga por efecto de la construcción se supone lineal con el tiempo y se calcula que la construcción durará 2 años.

Reuniendo datos tenemos que:

$$2H = 480 \text{ cm.}$$

$$t_c = 2 \text{ años.}$$

$$\bar{\sigma}_{0z} = 1.2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta\bar{\sigma} = 0.315 \text{ kg/cm}^2.$$

podemos constatar que el esfuerzo efectivo inicial a mitad del estrato de arcilla más la mitad del incremento de esfuerzo efectivo es:

$$\bar{\sigma}_{0z} + \Delta\bar{\sigma} / 2 = 1.2 + 0.1575 = 1.357 \text{ kg/cm}^2, \text{ redondeando aceptamos que:}$$

$\bar{\sigma}_{0z} + \Delta\bar{\sigma} / 2 = 1.36 \text{ kg/cm}^2.$  Con este valor vamos a la Fig. 47, y obtenemos los parámetros  $m_t$ ,  $\beta$  y  $C_v$  para este nivel de esfuerzo. Estos valores son los que se usarán para el cálculo de los asentamientos con el tiempo. Obtuvimos que:

$$m_t = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg.}$$

$$\beta = 1.1$$

$$C_v = 3.66 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Se aplicarán las fórmulas ( 72 ) y ( 73 ). En primer lugar calcularemos  $T_v$  para un año.

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t$$

tenemos que 1 año =  $3.15 \times 10^7$  seg. Así que:

$$T_v = \frac{3.66 \times 10^{-3}}{(240)^2} (3.15 \times 10^7) = 2.0$$

entramos con este valor a la Fig. 18 y obtenemos que:

$$f\phi = 2.60$$

ahora calcularemos  $T_{ve}$ ; este valor se calcula multiplicando  $T_v$  para un año por el tiempo en que durará la construcción, -- así:

$$T_{ve} = T_v \times t \quad (\text{donde } t \text{ está dado en años})$$

$$T_{ve} = 2.0 \times 2 = 4.0$$

en seguida calculamos  $m_{ep}$ :

$$m_{ep} = \frac{M_t}{B} = \frac{1 \times 10^{-7}}{1.1} = 9.09 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

ahora ya podemos aplicar la fórmula ( 72 )

$$\delta = m_{ep} \cdot \Delta \bar{v} \cdot 2H \cdot \frac{1}{T_{ve}} f\phi \quad (72)$$

$$\delta = 9.09 \times 10^{-8} \times 0.315 \times 480 \times \frac{2.60}{4.0} = 0.9 \text{ cm.}$$

Para 2 años las fórmulas ( 72 ) y ( 73 ) darán el mismo resulta-

do, ya que en  $t_c$  coinciden ambas funciones. En primer lugar - calculamos  $T_V$  para dos años multiplicando  $T_V$  para 1 año por 2 años. Así que:

$$T_{V_2} = T_{V_1} \times 2 \text{ años} = 2.0 \times 2 = 4.0$$

entramos con este valor a la Fig. 18 y obtenemos que:

$$f\phi = 5.60$$

y aplicando la fórmula ( 72 ) con los datos anteriores tenemos - que:

$$\delta = 9.09 \times 10^{-3} \times 0.315 \times 480 \times \frac{5.60}{4.0} = 1.9 \text{ cm.}$$

Comprobaremos este resultado con la fórmula ( 73 ). Para poder aplicar esta fórmula antes hay que obtener los siguientes valores. Sabemos que:

$\phi ( T_{ve} ) = F ( T_{ve} - T_{o1} )$ . Así que entrando a la - Fig. 10 con el valor de  $T_{ve} = 4.0$ , cruzamos a la gráfica de ---  $\phi ( T_V )$  y obtenemos en los valores de las ordenadas que -  $\phi ( T_{ve} ) = 0.915$ , ahora con este mismo valor partimos del - eje de las ordenadas hasta cruzar la gráfica de  $F ( T_V )$  y de - esta forma obtenemos en el eje de las abscisas que:

$$T_{ve} - T_{o1} = 0.89. \quad \text{De aquí podemos despejar } T_{o1} :$$

$$T_{o1} = 4.0 - 0.89 = 3.11$$

este es un valor fijo que de aquí en adelante usaremos. Para-

$t = 2$  años tenemos que:

$$T_V - T_{ve} = 0$$

entrando con este valor a la Fig. 19 y con  $\beta = 1.1$ , tenemos que:

$$f_{vp} = 0.475$$

y con este valor ya tenemos todos los datos para aplicar la fórmula ( 73 ). Reuniendo los datos tenemos que:

$$m_{ep} = 9.09 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kg}.$$

$$\Delta \bar{v} = 0.315 \text{ kg/cm}^2.$$

$$2H = 480 \text{ cm}.$$

$$F(T_v - T_{o1}) = 0.915$$

$$f_{vp} = 0.475$$

Aplicando la fórmula ( 73 ) tenemos que:

$$\delta = 9.09 \times 10^{-3} \times 0.315 \times 480 \times ( 0.915 + 0.475 ) = 1.9 \text{ cm}.$$

Se puede ver que es el mismo resultado que habíamos obtenido con la fórmula ( 72 ).

Para 5 años tenemos que:

$$T_{v5} = T_{v1} \times 5 \text{ años} = 2.0 \times 5 = 10.0$$

como sabemos que  $T_{o1} = 3.11$  tenemos que:

$$T_v - T_{o1} = 10 - 3.11 = 6.89$$

entramos con esta valor de abscisa en la Fig. 10 y cruzando con-

$$F(T_v) \text{ obtenemos que } F(T_v - T_{o1}) = F(6.89) = 0.996. \text{ Ob}$$

tenemos también que:

$$T_v - T_{ve} = 10 - 4 = 6.0$$

entramos con este valor a la Fig. 19 y con  $\beta = 1.1$  obtenemos que:

$$f_{vp} = 1.55$$

Aplicando la fórmula ( 73 )

$$S = 9.09 \times 10^{-3} \times 0.315 \times 480 ( 0.996 + 1.55 ) = 3.5 \text{ cm.}$$

En la misma forma se procede para obtener el hundimiento a los -  
20 y 40 años.

Con estos datos se formó la Tabla 2 donde se muestran los valo--  
res que se obtuvieron y los hundimientos que se presentarán de -  
acuerdo con la teoría del Dr. Leonardo Zeevaert.



# POZO A

PROF. (m)	PERFIL ESTRATIGRAFICO	ESFUERZO EFECTIVO	T/m <sup>2</sup>
		2 4 6 8 10 12 14 16 18	

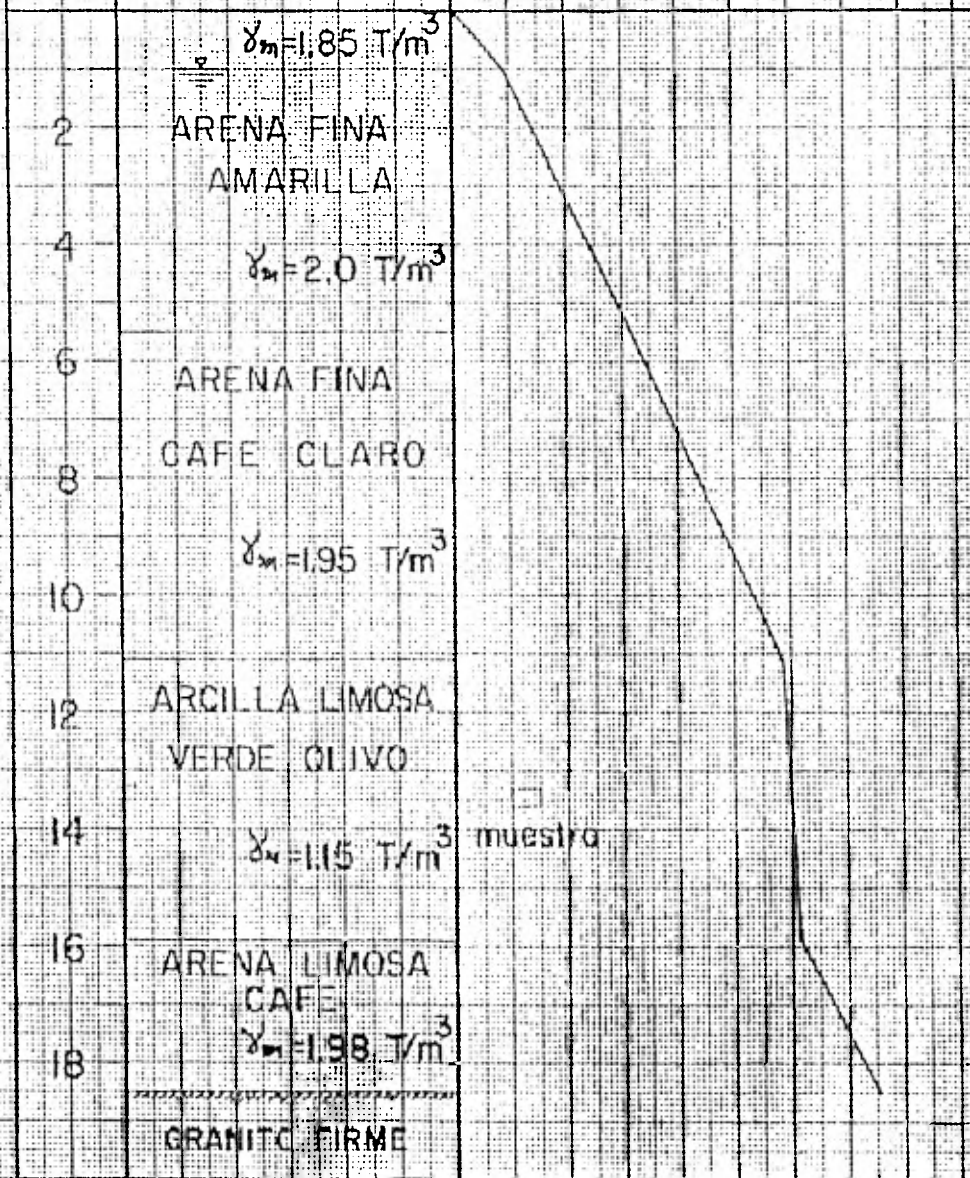
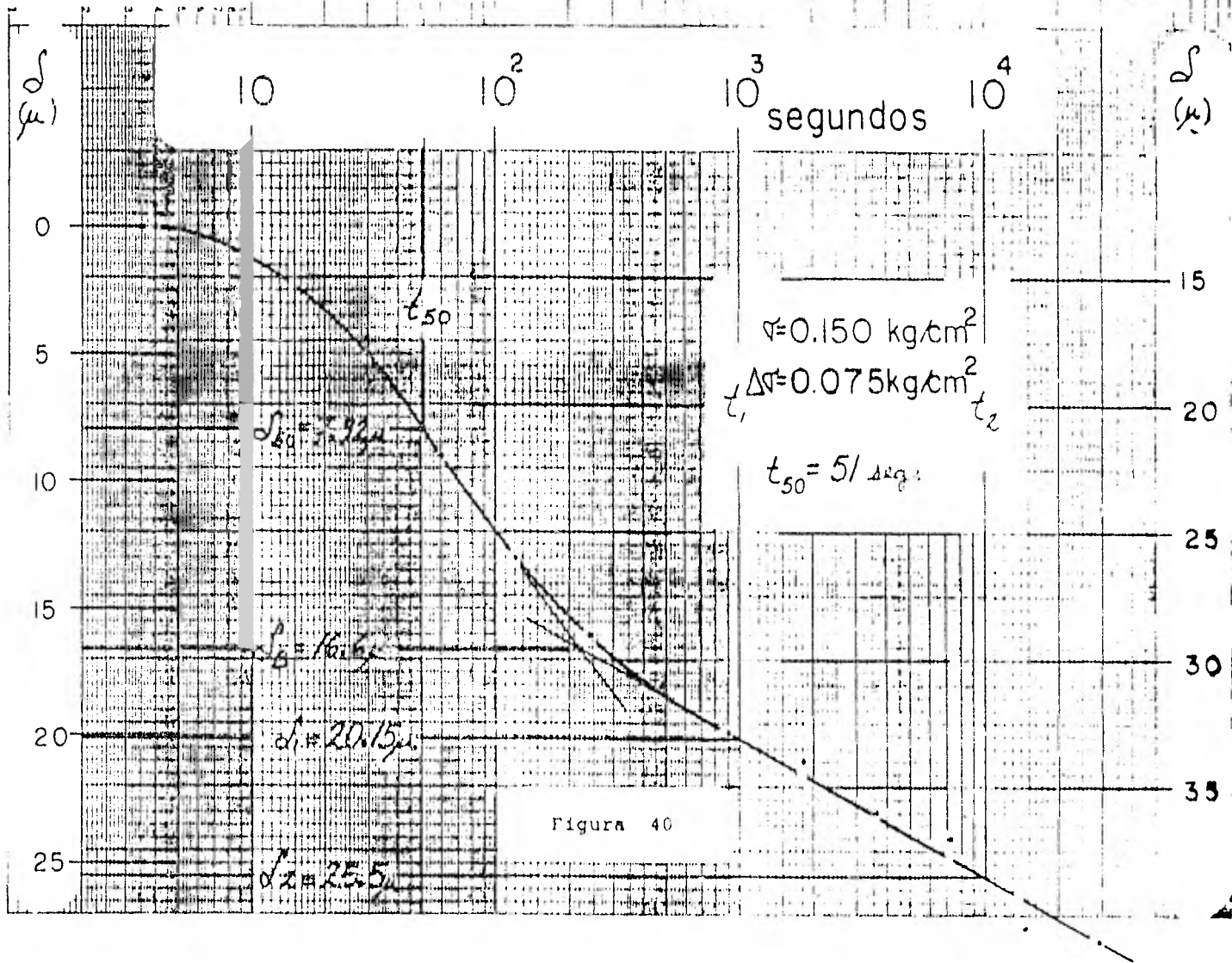
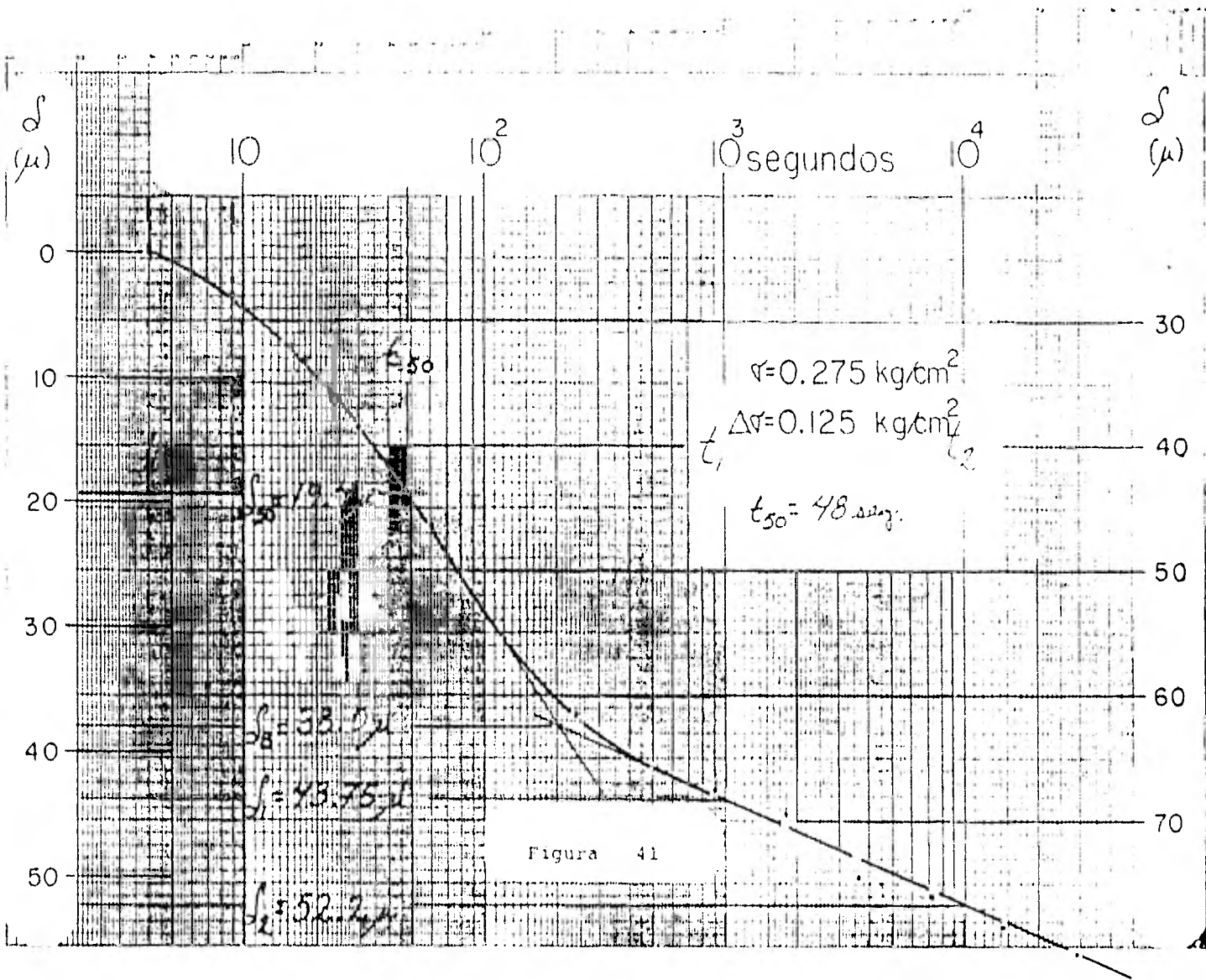
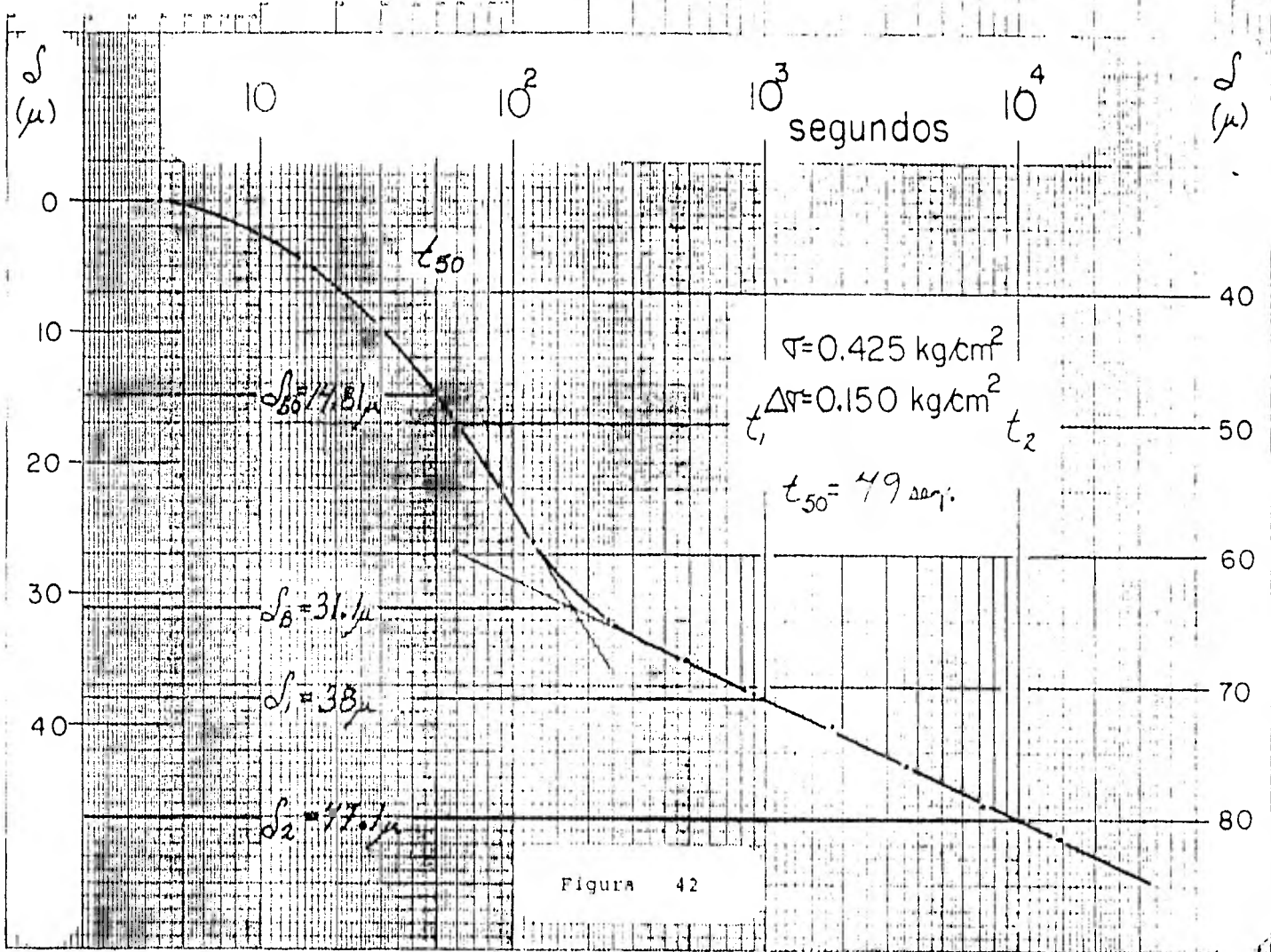
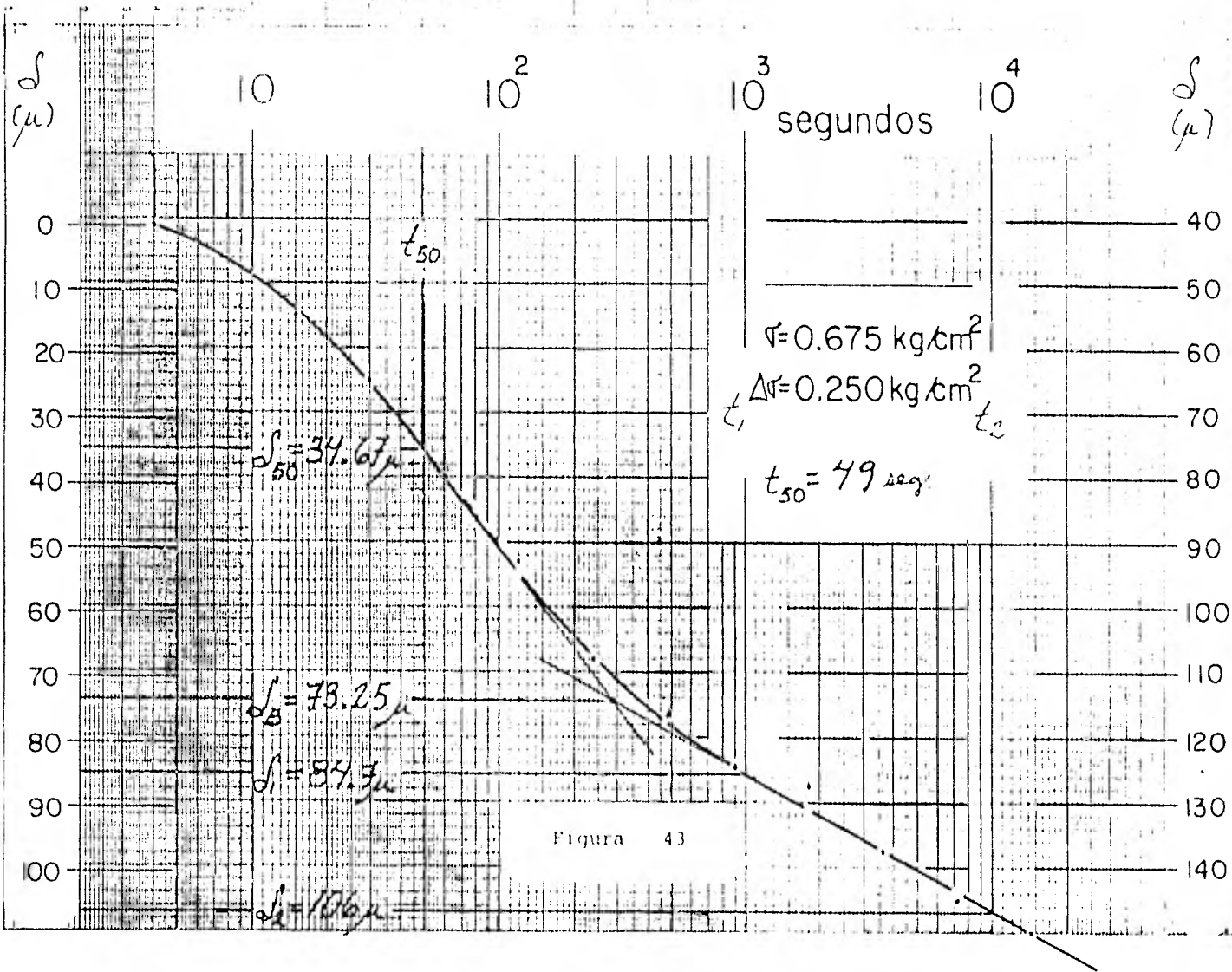


Figura 39



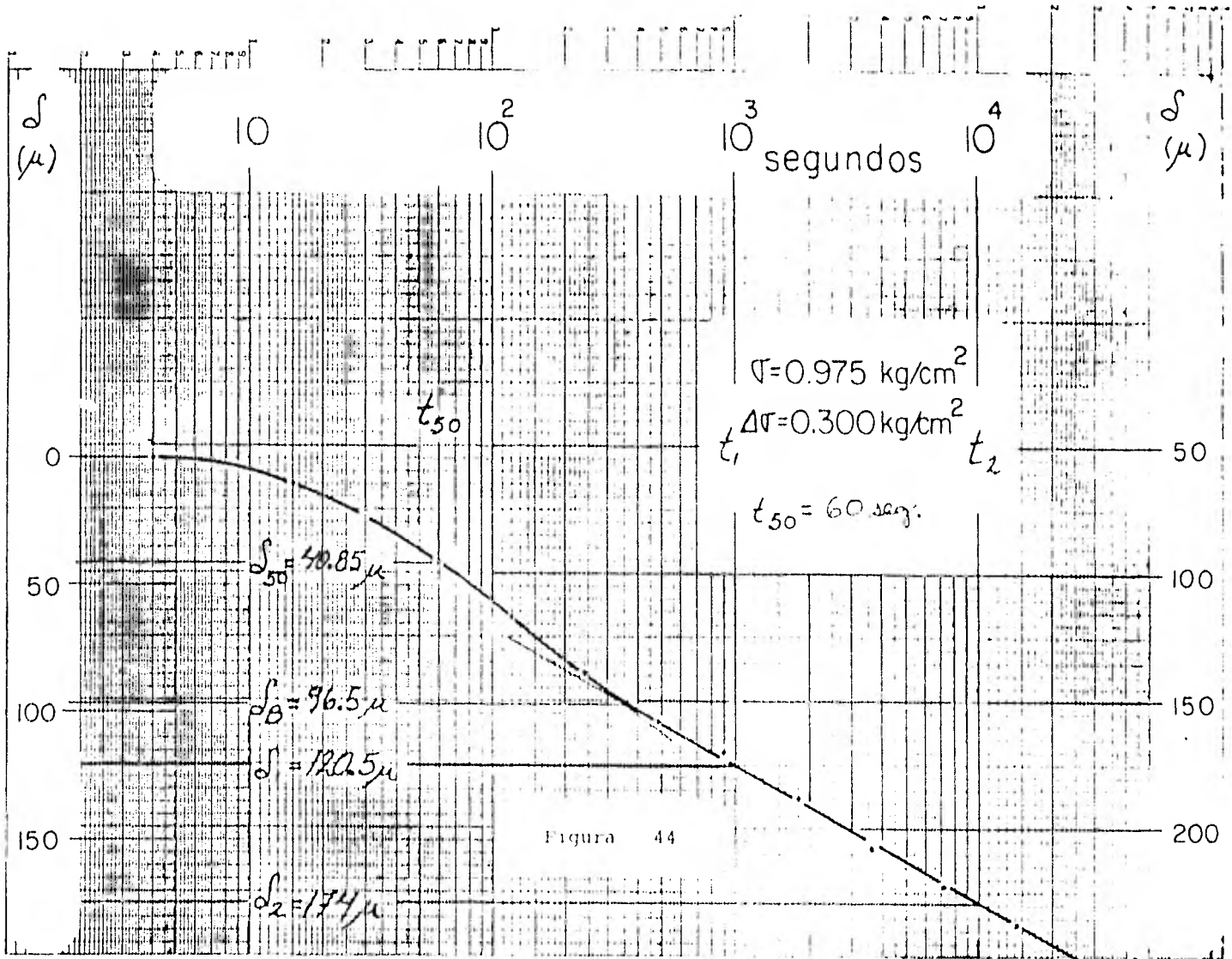


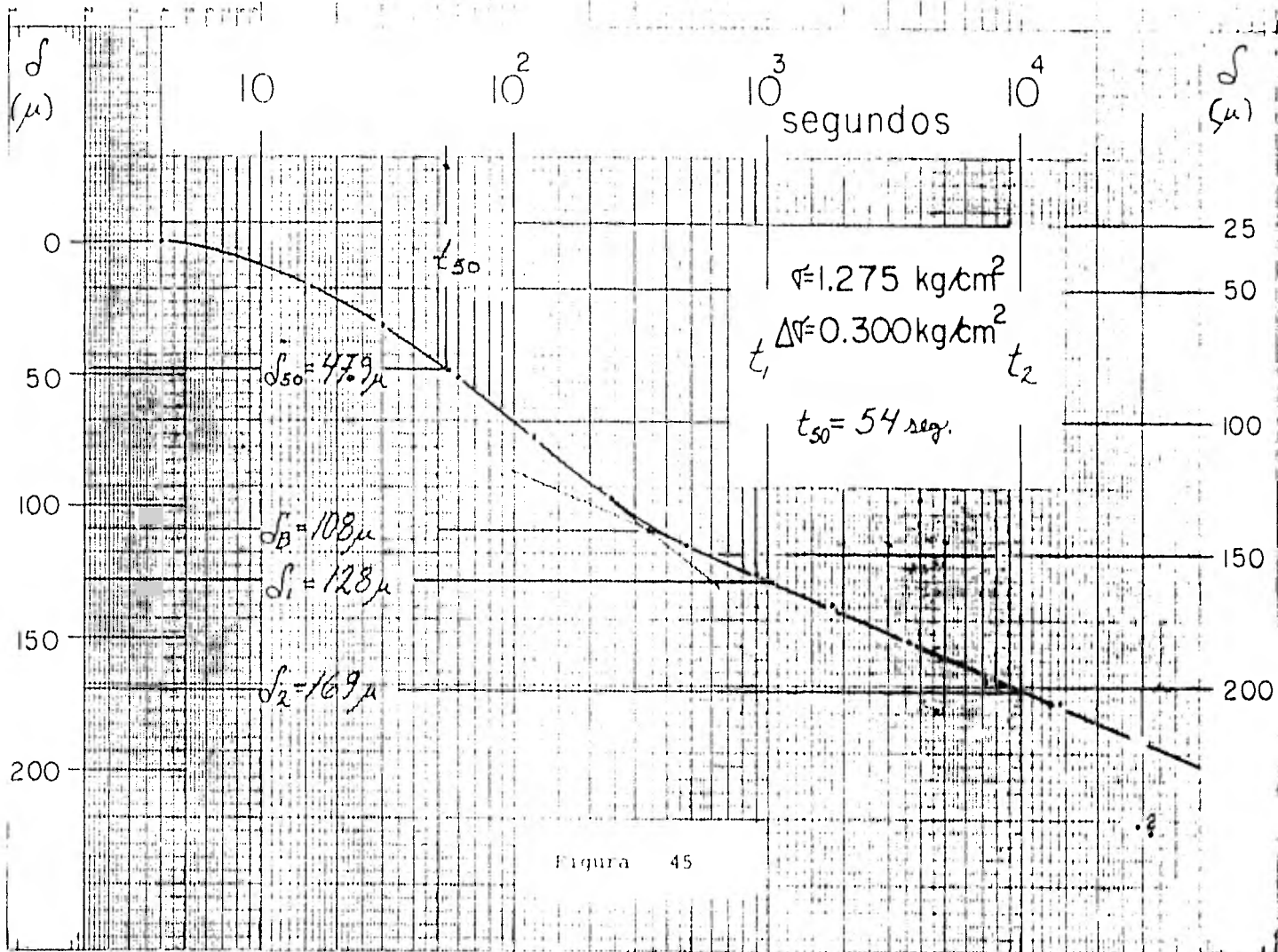






SEMI LOGARITMICO  
5 CICLOS X 70 DIVISIONES





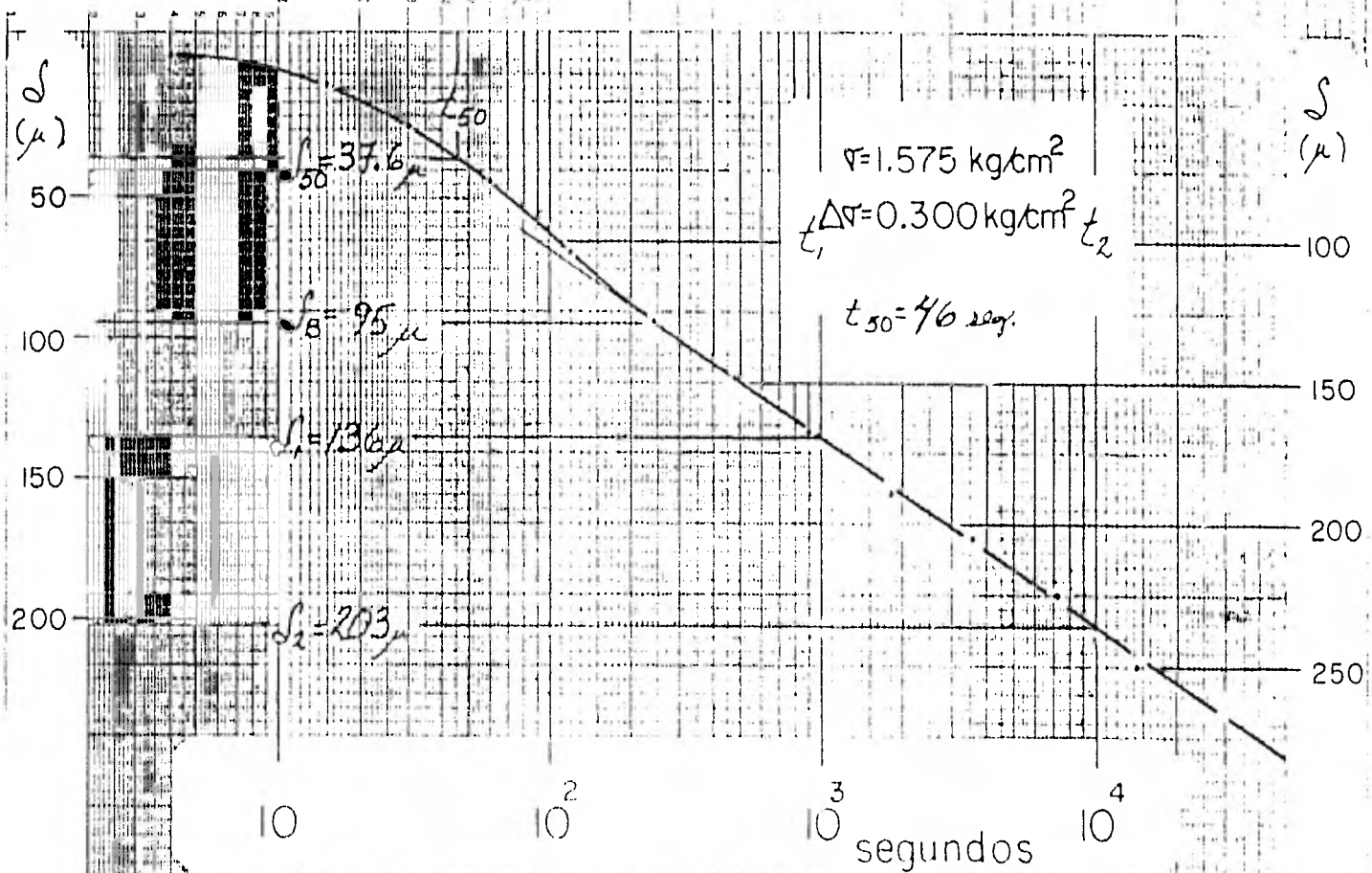


Figura 46



HAUFFMAN

DIETZGEN GRAFH PAPIER  
 64x110 LIGARITIMMIG  
 2 CYCLES X 10 DIVISIONS PER INCH

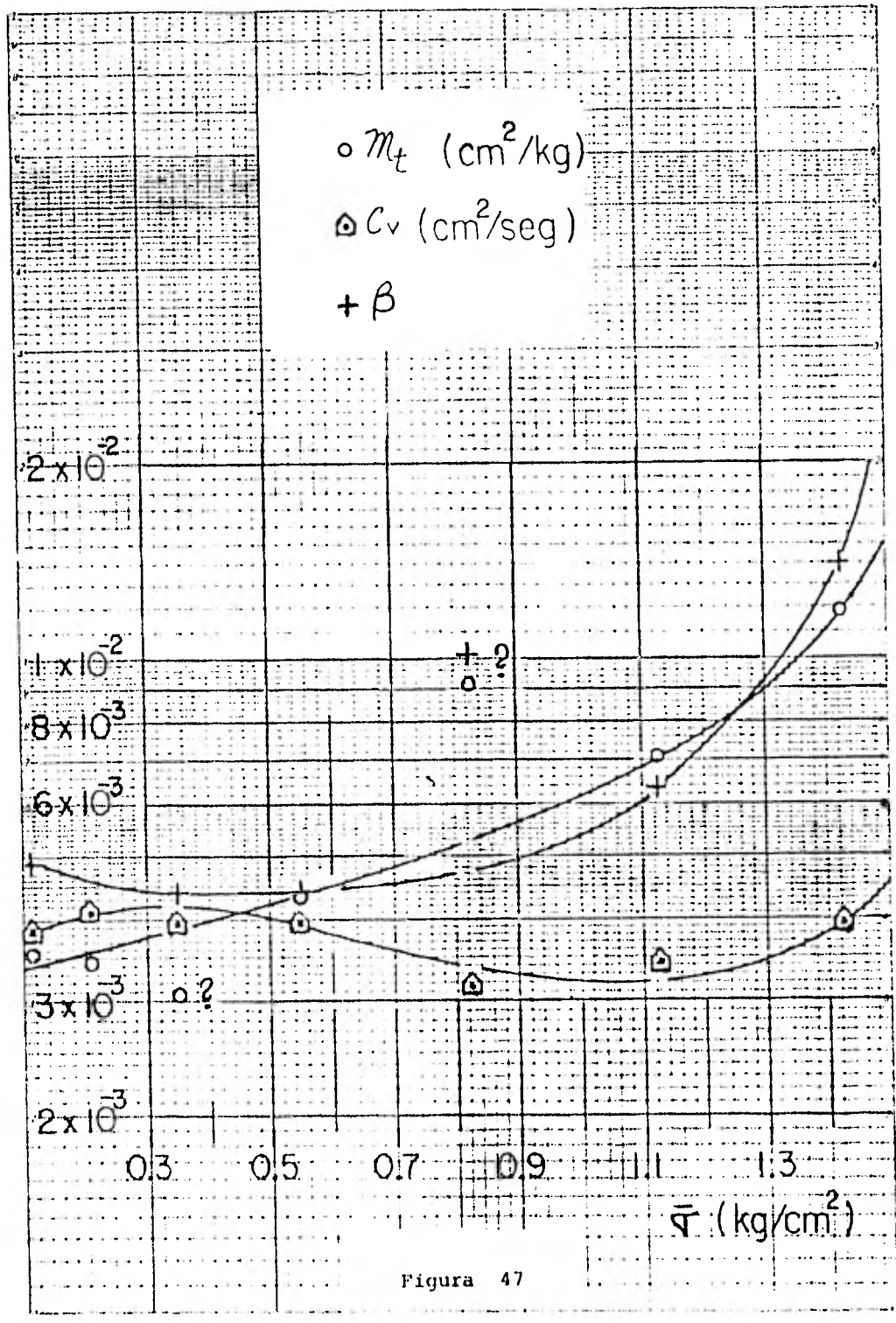


Figura 47

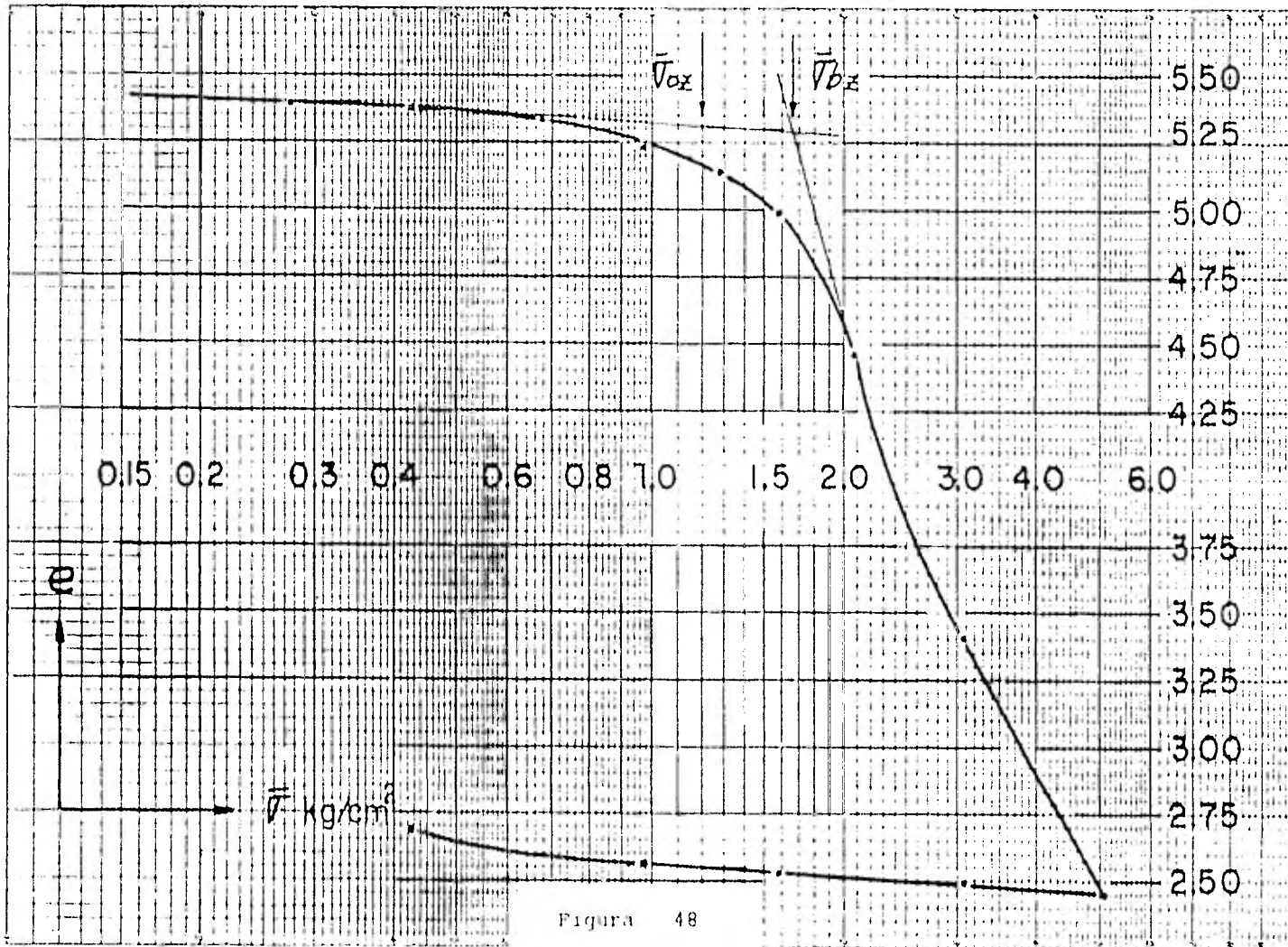


Figura 48

RESUMEN DE CALCULOS

$t$ años	$T_v$	$f \phi$	$T_v - T_{01}$	$F(T_v - T_{01})$	$T_v - T_{ve}$	$f_{vp}$	$F(T_v - T_{01}) + f_{vp}$	$\delta$ cm.
1	2.0	2.60	—	—	—	—	—	0.9
2	4.0	5.60	0.89	0.915	0	0.475	1.39	1.9
5	10.0	—	6.89	0.996	6.0	1.55	2.546	3.5
20	40.0	—	36.89	0.998	36.0	2.40	3.398	4.7
40	80.0	—	76.89	0.999	76.0	2.70	3.699	5.1

$$T_{ve} = 4.0$$

$$T_{01} = 3.11$$

$$\delta_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta \bar{v} \cdot 2H = 1.3744 \text{ cm.}$$

$$\delta = m_{ep} \cdot \Delta \bar{v} \cdot 2H \cdot \frac{1}{T_{ve}} f \phi \quad (72)$$

$$\delta = m_{ep} \cdot \Delta \bar{v} \cdot 2H [F(T_v - T_{01}) + f_{vp}] \quad (7)$$

TABLA # 2.

#### IV.3 EJEMPLO DE APLICACION DE LA TEORIA DEL DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

##### 1.- DATOS DE PROYECTO

El predio en que se va a erigir la estructura se encuentra en la llamada " zona del lago " de la ciudad de México. Las dimensiones del área por cargar son 40 m de largo por 30 m de ancho. La cimentación será de tipo superficial y a través de ella la estructura de 3 niveles transmitirá  $3.5 \text{ ton/m}^2$  a nivel de desplante.

Para las condiciones anteriores, sólo se desea conocer; ¿Cuál será el hundimiento total que experimentará la estructura, debido únicamente a la consolidación de los suelos finos?.

##### 2.- EXPLORACION DE CAMPO

Se realizó un sondeo al centro del área por construir. Los resultados del sondeo se muestran en la Fig. 49. El pozo se llevó hasta la profundidad de 35 m, donde se encontró arena limosa compacta. Se encontraron 3 estratos de arcilla y de cada uno de ellos se obtuvo una muestra representativa de todo el estrato, a las profundidades de -8.9 m, -18.6 m y -30.7 m, utilizando tubo de pared delgada tipo Shelby.

### 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Para realizar las pruebas de consolidación se labró una probeta de cada muestra representativa, se realizaron las pruebas y se observó que por la forma de las curvas de compresibilidad, los estratos de arcilla están normalmente consolidados y por medio de las curvas de consolidación se constató que presentan muy poca deformación por viscosidad intergranular ( consolidación secundaria ). Los hechos anteriores nos permiten aplicar la teoría del Dr. Juárez Badillo.

### 4.- CALCULOS DE LA PRUEBA

Sólo se dan aquí las curvas de compresibilidad, ya que con ellas se calcula el asentamiento total. Las curvas de compresibilidad se graficaron como esfuerzo efectivo contra la oquedad más la unidad (  $\bar{\sigma}_v$  ,  $1 + e$  ) como se puede observar en las Figs. 50, 51 y 52. Para estas pruebas se puede observar que la rama de recompresión es prácticamente una línea recta. Antes de calcular los parámetros  $\gamma_r$  y  $\gamma$  , conviene aclarar que los valores de los volúmenes de una probeta son proporcionales a  $1 + e$  , es decir, se sabe que es cierta la siguiente relación:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{1+e}{1+e_0}$$

por lo tanto la  $\gamma$  se puede obtener de las dos formas siguientes:

$$\gamma = - \frac{\text{Ln} \frac{V}{V_0}}{\text{Ln} \frac{\bar{q}_v}{\bar{q}_{v0}}} = - \frac{\text{Ln} \frac{1+e}{1+e_0}}{\text{Ln} \frac{\bar{q}_v}{\bar{q}_{v0}}} \quad (91)$$

Para obtener  $\gamma_r$  se necesita conocer 2 puntos de la rama de recompresión y para obtener  $\gamma$  se necesita conocer también 2 puntos de la llamada rama virgen. Para calcular  $\gamma_r$  y  $\gamma$  de la Fig. 50- usaremos los puntos ( 0.1, 10 ) ( 1.05, 9.55 ) y ( 0.805, 10 ) -- (5.9, 4 )

y de esta forma tenemos que para la primera curva de compresibilidad:

$$\gamma_r = - \frac{\text{Ln} \frac{9.55}{10.0}}{\text{Ln} \frac{1.05}{0.10}} = - \frac{\text{Ln} 0.965}{\text{Ln} 10.50} = 0.019$$

y

$$\gamma = - \frac{\text{Ln} \frac{4.0}{10.0}}{\text{Ln} \frac{5.9}{0.805}} = - \frac{\text{Ln} 0.4}{\text{Ln} 7.33} = 0.46$$

en la misma forma se calculan estos parámetros para las Figs. 51 y 52.

#### 5.- CALCULOS PARA EL TERRENO

Para la aplicación de la teoría del Dr. Juárez Badillo, se supondrá que la diferencia entre  $\bar{\sigma}_{vb}$  y  $\bar{\sigma}_{vo}$  es constante a todo grosor del espesor de arcilla, del cual hacemos representativa la curva de compresibilidad, es decir, que el punto de quiebre  $\bar{\sigma}_{vb}$  se correrá proporcionalmente a la variación de  $\bar{\sigma}_{vo}$  con la profundidad. El Ing. Agustín Deméneghi ha aplicado esta teoría y pudo comprobar que lo anterior se acerca bastante a la realidad. A la diferencia entre el esfuerzo del quiebre (o crítico) y el esfuerzo efectivo la nombraremos  $\Delta \bar{\sigma}_{vbo}$ , donde, --  
 $(\Delta \bar{\sigma}_{vbo} = \bar{\sigma}_{vb} - \bar{\sigma}_{vo})$ .

A nuestro primer estrato lo hemos dividido en 4 estratos menores de espesor  $\alpha x$ , el segundo estrato lo dividimos en 3 estratos menores y el tercero lo dividimos en 2. Lo anterior se hizo así, ya que a mayor profundidad el incremento del esfuerzo efectivo es menor y por lo mismo al hacerlo así ya no se pierde mucha precisión.

Se harán todos los cálculos de hundimiento del primer estrato menor que hemos denominado (1-1) (véase La Fig. 49) y los demás cálculos se pueden ver consignados en La Tabla 3.

Los datos para el primer estrato menor son:

Profundidad al centro del estrato = 5.5 m.

Esfuerzo efectivo inicial  $\bar{\sigma}_{v0} = 0.515 \text{ kg/cm}^2$ .

El incremento del esfuerzo efectivo lo obtenemos por Boussinesq- y es:  $x = 20$ ,  $y = 15$  y  $z = 5.5$ , por lo tanto,  $m = 20/5.5 = 3.64$ - y  $n = 15/5.5 = 2.73$ . Entrando a la gráfica tenemos que ---  $\omega_0 = 0.245$ , así que:

$$\Delta\bar{\sigma}_v = 4 (3.5 \text{ ton/m}^2) (0.245) = 3.43 \text{ ton/m}^2 = 0.343 \text{ kg/cm}^2.-$$

De la gráfica de la Fig. 50 obtenemos que:

$$\Delta\bar{\sigma}_{vbo} = 0.88 - 0.58 = 0.30 \text{ kg/cm}^2.$$

Agrupando tenemos que:

$$\bar{\sigma}_{v0} = 0.515 \text{ kg/cm}^2.$$

$\bar{\sigma}_{v0} + \Delta\bar{\sigma}_{vbo} = 0.815 \text{ kg/cm}^2$  (el quiebre o esfuerzo crítico en este caso)

$$\bar{\sigma}_{vf} = \bar{\sigma}_{v0} + \Delta\bar{\sigma}_v = 0.858 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo efectivo final).}$$

Se puede observar que como  $\Delta\bar{\sigma}_v > \Delta\bar{\sigma}_{vbo}$ , esto quiere decir que el hundimiento de este estrato menor depende de  $\gamma_r$  y  $\gamma$ , ya -- que al rebasar al esfuerzo del quiebre pasamos de  $\gamma_r$  a  $\gamma$  .-

Cuando sucede que  $\Delta\bar{\sigma}_v < \Delta\bar{\sigma}_{vbo}$ , esto nos querrá decir que el hundimiento del estrato al que nos estemos refiriendo sólo dependerá de  $\gamma_r$  .

Con los datos anteriores ya podemos calcular el hundimiento del primer estrato menor, aplicando la ecuación (97) para  $\gamma_r$  y  $\gamma$ .

Así:



$$\Delta dz = \left[ \left( 1 + \frac{\Delta \bar{\sigma}_{vb0}}{\bar{\sigma}_{v0}} \right)^{-\gamma_0} - 1 \right] dz$$

$$\Delta dz = \left[ \left( 1 + \frac{0.30}{0.515} \right)^{-0.019} - 1 \right] 110 = -0.95 \text{ cm.}$$

$$\Delta dz = \left[ \left( 1 + \frac{\bar{\sigma}_{vf} - \bar{\sigma}_{vb}}{\bar{\sigma}_{vb}} \right)^{-\gamma} - 1 \right] dz$$

$$\Delta dz = \left[ \left( 1 + \frac{0.043}{0.815} \right)^{-0.46} - 1 \right] 110 = -2.57 \text{ cm.}$$

En la misma forma se procede para los siguientes estratos menores. Los datos de estos cálculos se reportan en la Tabla 3. Para obtener el asentamiento total, bastará sumar todos los valores de la columna  $\Delta dz$  de la Tabla 3. Así tenemos que:

ASENTAMIENTO TOTAL = 12.57 cm.

Este asentamiento total se refiere al del centro del área cargada.

POZO Pc - 55

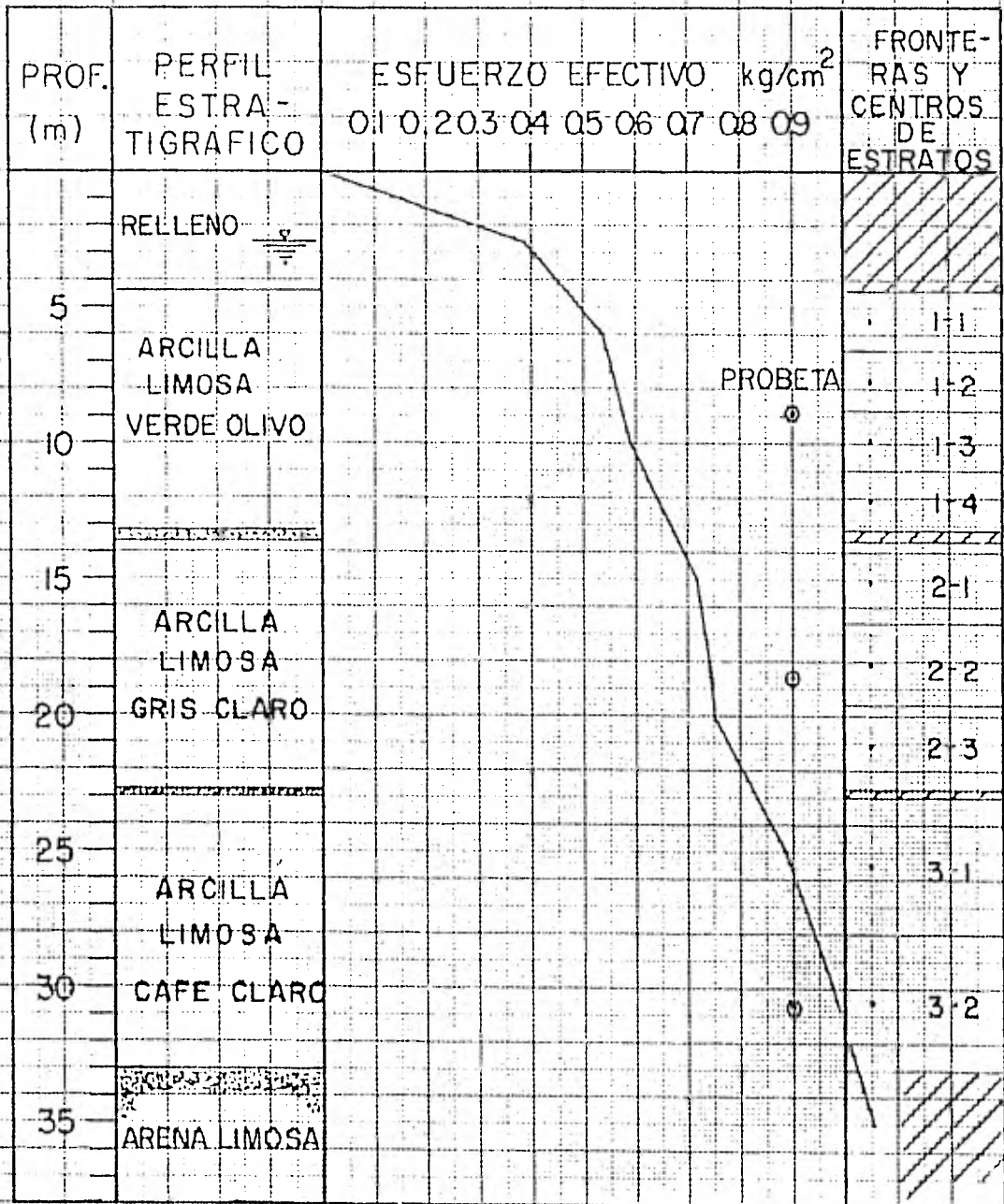


Figura 49

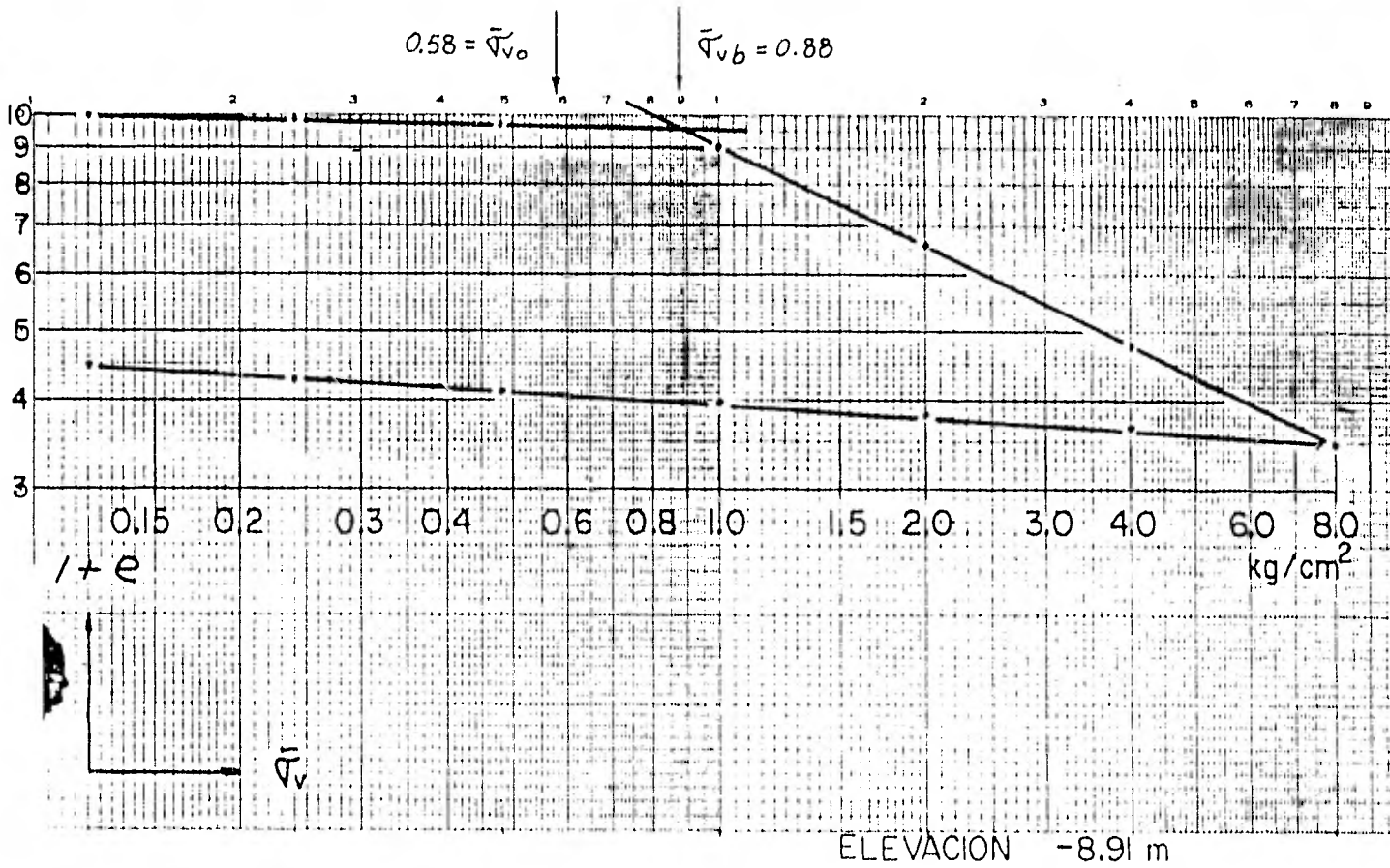


Figura 50

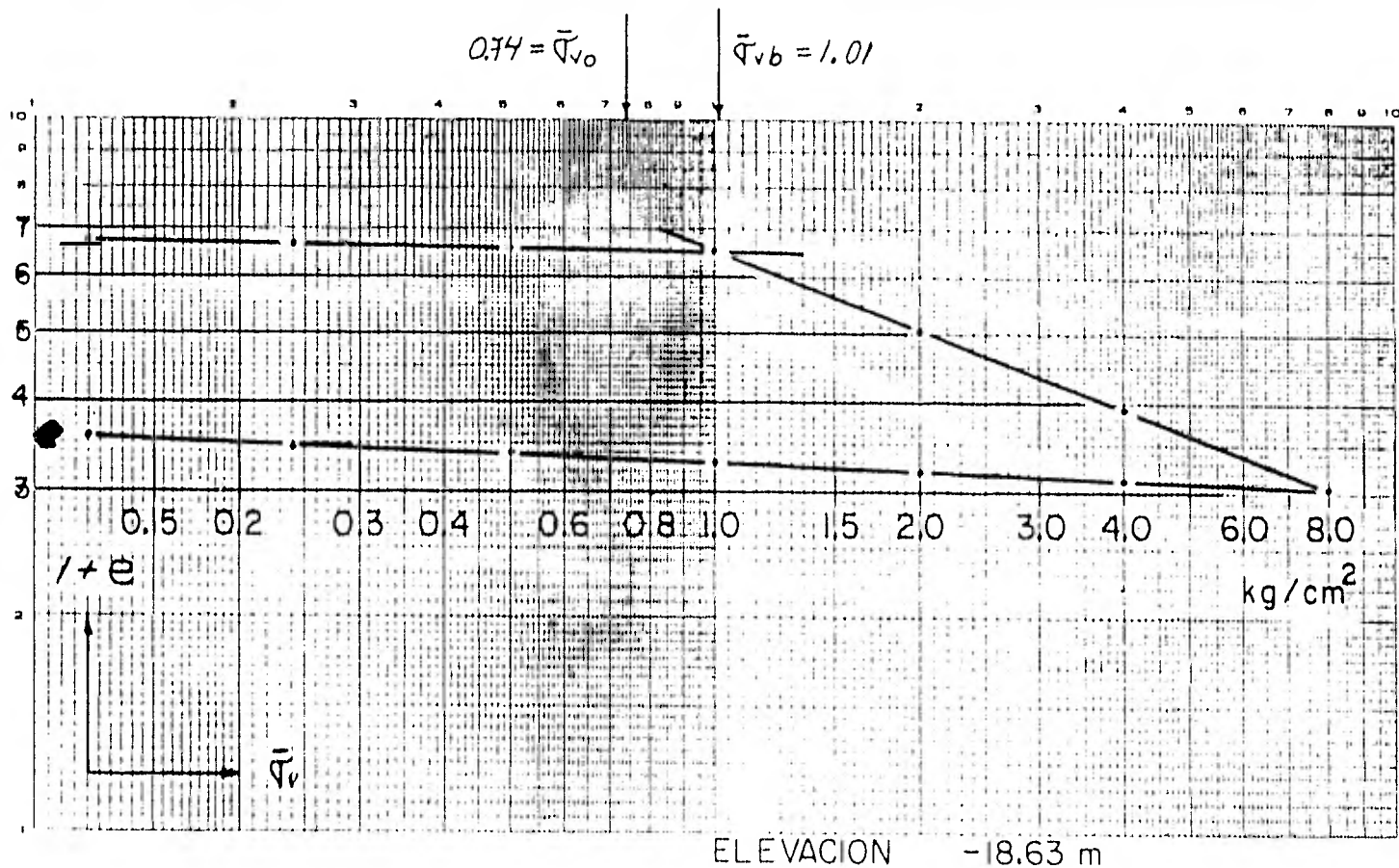
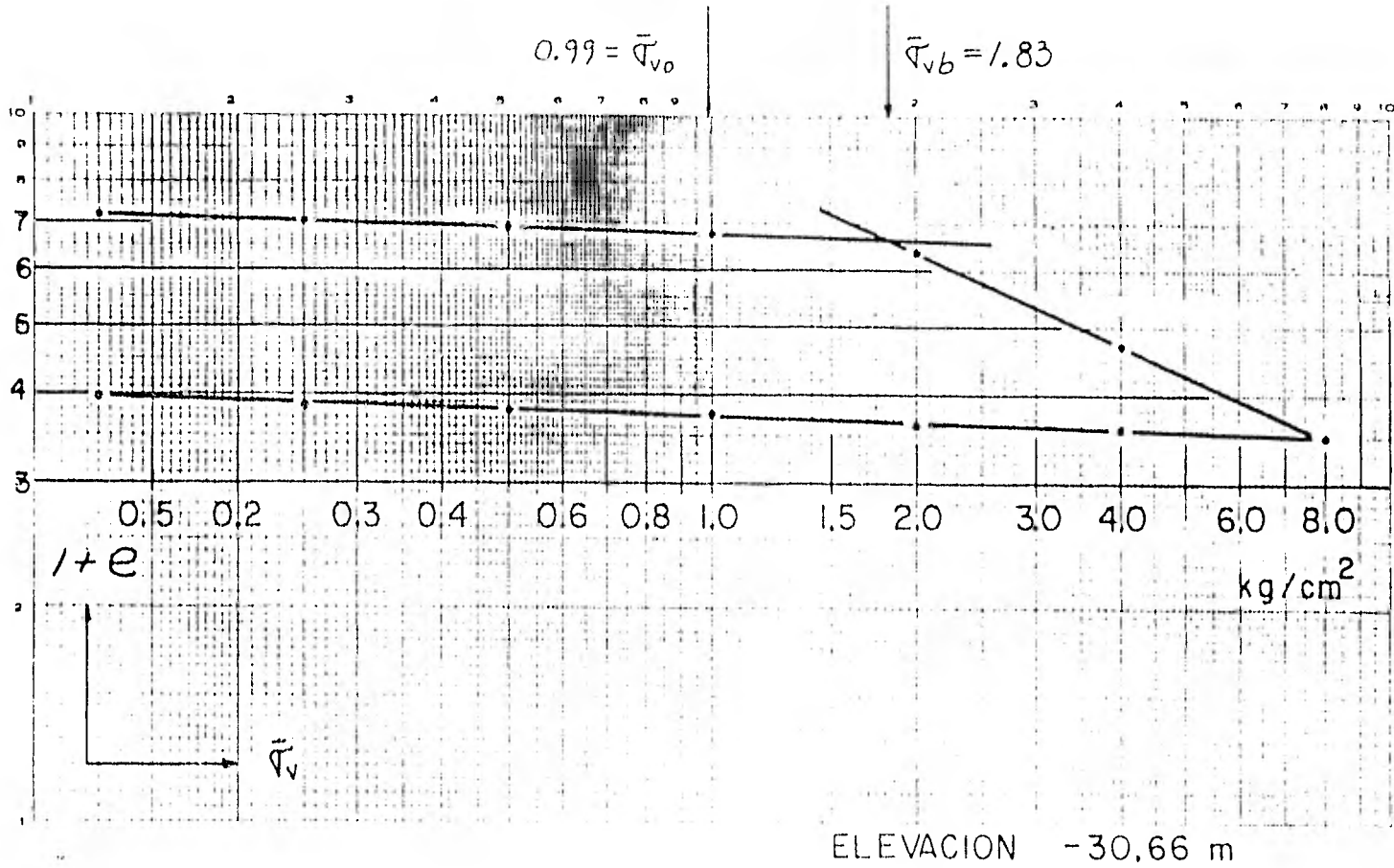


Figura 51



RESUMEN DE CALCULOS

Estrato	Prof. Centro Estrato	$\bar{\sigma}_{vo}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\bar{\sigma}_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{vb}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\bar{\sigma}_{vbo}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{vf}$ $\bar{\sigma}_{vo+\Delta\bar{\sigma}_v}$	$\gamma_r$	$\gamma$	dz (cm.)	dz (cm.)
1-1	5.5	0.515	0.343	0.815	0.30	0.858	0.019	—	110	-0.95
							—	0.46		-2.57
1-2	7.7	0.56	0.332	0.86	0.30	0.892	0.019	—	110	-0.89
							—	0.46		-1.83
1-3	9.9	0.59	0.315	0.89	0.30	0.905	0.019	—	110	-0.85
							—	0.46		-0.84
1-4	12.1	0.645	0.294	—	—	0.939	0.019	—	110	-0.78
2-1	15.1	0.72	0.266	—	—	0.986	0.015	—	150	-0.70
2-2	18.1	0.74	0.235	—	—	0.975	0.015	—	150	-0.62
2-3	21.1	0.78	0.209	—	—	0.989	0.015	—	150	-0.53
3-1	25.5	0.895	0.171	—	—	1.066	0.03	—	250	-1.31
3-2	30.5	0.985	0.097	—	—	1.082	0.03	—	250	-0.70

Tabla # 3

$H_{total} = -12.57$  cm

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES

La teoría de consolidación del Dr. Terzaghi fue un feliz acontecimiento en su época; era la primera teoría que intentara explicar el avance del asentamiento de una estructura sobre un suelo compresible conforme transcurre el tiempo. Sin embargo, solo -- sirve para predecir asentamientos en suelos que presentan consolidación primaria, o sea, aquellos que no presentan el fenómeno de consolidación secundaria. Ahora se sabe que son muchos los -- suelos en que se presenta consolidación secundaria; en estos sue los, la teoría de Terzaghi no es aplicable.

La teoría del Dr. Leonardo Zeevaert es un buen intento para po-- der predecir los hundimientos en aquellos suelos que presentan -- el fenómeno de consolidación secundaria. Esta teoría representa un paso adelante en cuanto a la predicción de hundimientos en -- suelos compresibles.

La teoría del Dr. Juárez Badillo es otro intento, digno de elo-- gio, para abordar la compresibilidad de los suelos en base a un parámetro adimensional.

El hecho de que estos trabajos sean teorías, nos indica la difi-



cultad para explicar en comportamiento real de un suelo fino saturado cuando se somete a un incremento de esfuerzo. Lo anterior se comenta con el afán de que el ingeniero no caiga en el error, de pensar que estas teorías predicen exactamente los asentamientos en el terreno. La validez o no de una teoría, nos la dará la comparación de las predicciones de ella con los resultados reales en el terreno. Con lo anterior queremos decir que es bien recomendable calibrar las teorías en la práctica y de este modo avanzar en el perfeccionamiento de las explicaciones teóricas del fenómeno al contrastarlas con el desarrollo real del mismo en el terreno.

## REFERENCIAS

JUAREZ BADILLO EULALIO

Compresibility of soils, Fifth Simposium of the  
Civil and Hydraulic Engineering Department

INDIAN INSTITUTE OF SCIENCE

Bangalore, INDIA (1965)

JUAREZ BADILLO EULALIO Y RICO RODRIGUEZ ALFONSO

Mecánica de Suelos, Tomo 1 Capítulo XIII

Editorial LIMUSA, S.A. (1972)

RAUL J. MARSAL Y MARCOS MAZARI

El subsuelo de la ciudad de México, Parte C

Universidad Nacional Autónoma de México (1969)

ZEEVAERT W. LEONARDO

Foundation Engineering for difficult subsoil con-  
ditions Capítulo II

Editorial Van Nostrand Reinhold, LTD (1973)